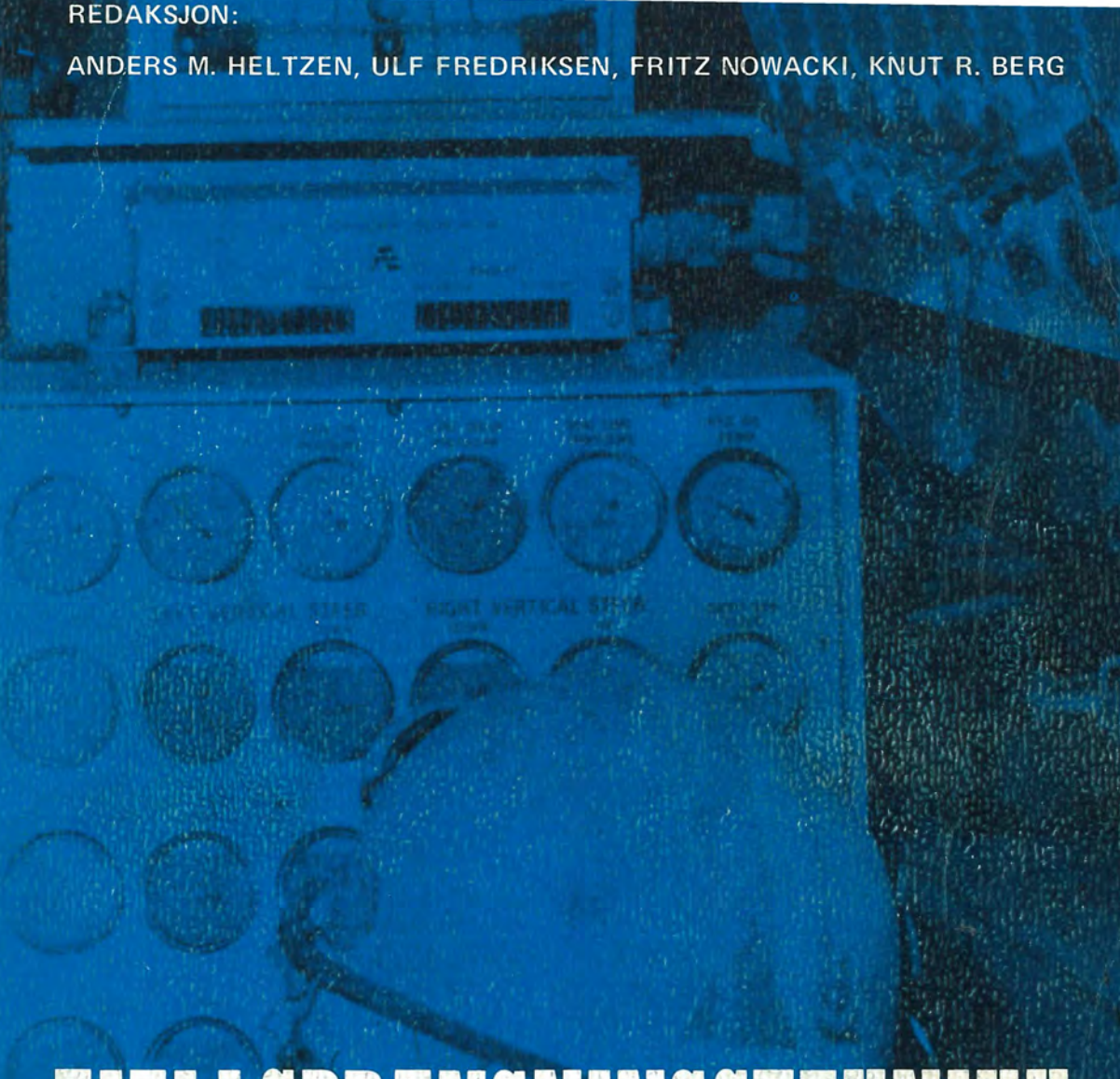
REDAKSJON:
ANDERS M. HELTZEN, ULF FREDRIKSEN, FRITZ NOWACKI, KNUT R. BERG



FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK
GEOTEKNIKK
1983

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1983
BERGMEKANIKK 1983
GEOTEKNIKK 1983

TAPIR TRYKK

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK 1983

Foredrag fra Fjellsprengningskonferansen i Oslo 24. november 1983

BERGMEKANIKK 1983

Foredrag fra Bergmekanikkdagen i Oslo 25. november 1983

GEOTEKNIKK 1983

Foredrag fra Geoteknikkdagen i Oslo 25. november 1983

NORSK JORD – OG FJELLTEKNISK FORBUND
TILKNYTTET NIF

TAPIR
1983

© TAPIR, 1983

ISBN 82-519-0591-5

FORORD

Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen er arrangert i Oslo 24. og 25. november 1983.

De faglige innlegg er trykket i dette kompendiet.

Som ved arrangementet i 1982 er også årets bok basert på nedfotografering og trykking av foredragsholdernes originalmanus. Selv om den trykningstekniske kvaliteten er varierende, grunnet forskjellig bruk av bokstavtyper, linjeavstand etc. har redaksjonskomitéen og de arrangerende organisasjoner akseptert en slik løsning av hensyn til en utgivelse innen arrangementet. Selv om man kanskje har lagt stort press på forfatterne for å få referatene trykket før arrangementet, mener arrangørene at verdien ved å gi ut boken på konferansen er så stor at den rettferdiggjør dette ønske.

Innholdet i de enkelte foredrag står helt og fullt for forfatterens egen regning. Det er ikke foretatt språklige eller ortografiske endringer av forfatternes originale manus, men redaksjonskomitéen har gjennomgått manuskriptene og foretatt mindre utseendemessig korreksjoner.

På vegne av Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, Norsk Bergmekanikkgruppe og Norsk Geoteknisk Forening håper vi at boken vil gi nyttige opplysninger og bidra til å bedre de faglige kunnskapene innenfor fagfeltene som arrangementene dekker.

Oslo, 20. november 1983

Redaksjonskomité

Anders M. Heltzen Ulf Fredriksen Fritz Nowacki Knut R. Berg

DEL I: FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

1.	Sivilingeniør Aslak Ravlo, formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk ÅPNING	1 side
2.	Ingeniør Tarald Nomeland SKINNEDRIFT I SMÅTUNNELER. ERFARINGER FRA TUNNELEN KATTÅS - HOLSFJORDEN	4 sider
3.	Sivilingeniør Hallvard Holen FULLPROFILBORING. ERFARINGER FRA ULLA-FØRRE-ANLEGGENE	5 sider
4.	Sivilingeniør Svein I. Larsen FULLPROFILBORING - ERFARINGER FRA MOSVIK KRAFTVERK	11 sider
5.	Sivilingeniør Svein Kaarød FULLPROFILBORING, ERFARINGER FRA SØRFJORDEN	9 sider
6.	Dosent Odd Johannessen NY PROGNOSEMODELL FOR FULLPROFILBORING	18 sider
7.	Dr.ing. Tom Myran SAMMENLIGNING AV MILJØFORHOLD VED FULLPRO-FILBORING OG TUNNELSPRENGNING	11 sider
8.	Sivilingeniør Amund Bruland FALLTAP OG SPRENGNINGSMETODER	2 sider
9.	Gruvchef Åke Ullatti MODERN GRUVBRYTNING I VISCARIAGRUVAN, KIRUNA	45 sider
10.	Sivilingeniør Svein Solum FJELLARBEIDER VED SENTRUM STASJON I OSLO	20 sider
11.	Sivilingeniør Håkon Hartmark ANLEGGSTEKNISK KVARTER - GJENNOMFØRINGEN AV DE LANGE TUNNELENE PÅ SØRLANDSBANEN	10 sider
12.	Sivilingeniør Kjell Holestøl TUNNELPROSJEKTET KALSTØ - KÅRSTØ	5 sider
13.	Sivilingeniør Arne Reidar Vadheim TUNNELDRIFT FOR GASSLEDNING UNDER FJORDER, ERFARINGER FRA KÅRSTØ-ANLEGGET	10 sider
14.	Professor Rolf Selmer-Olsen GEOELEKTRISKE MÅLINGER PÅ SVAKHETSSONER I FJELL	10 sider

15. Bergingeniør Bjørn R. Petterson
ANVENDELSE AV ANFO I NYE EMULSJONSSPRENG-STOFFER ..... 10 sider

16. Sivilingeniør Øivind Solvik
TUNNELUTSLAG UNDER VANN. PROSJEKTERINGS-KRITERIER, RISIKOMOMENTER OG PRAKTISKE UTFØRINGER ..... 26 sider

17. Ingeniør Stein Braathen og sivilingeniør Sverre Edvardsson
TETTING AV LUFTPUTEKAMMER VED OSA KRAFTVERK ..... 32 sider

18. Dr.ing. Erik Ludvigsen
RETNINGSAVVIK FOR LANGE BORHULL ..... 6 sider

19. Bergingeniør Arne Rafdal
SKYTEBASEN OG DE NYE BESTEMMELSENE ..... 5 sider

DEL II: BERGMEKANIKK OG GEOTEKNIKK

FELLESSESJON

20. Sivilingeniør Åsmund Eggestad
HVORFOR OG HVORDAN FORBEDRE BYGGEGRUNNEN ? 12 sider

21. Sivilingeniør Steinar Hermann
ARMERT JORD. ET BYGGEPRINSIPP UNDER UTPRØVING I NORGE ..... 27 sider

22. Sivilingeniør Kjell Berg
STABILITETSFORHOLDENE I SKRÅNINGER MED MORENE OG LIGNENDE JORDARTER ..... 21 sider

23. Dr.ing. Bjørn Buen og siviling. S.Barlindhaug
TUNNEL I SVAKE BERGARTER I WARANGOI, NEW GUINEA ..... 0 sider

24. Teknisk Dr. Torgny Borg
FINITA ELEMENTMETODEN - ETT HJÄLPMEDEL I PRAKTISK BERGMEKANIK ..... 16 sider

25. Professor Ove Stephansson
KAN VI DIMENSIONERA BERGBULTNING IDAG - NÅGRA INTRYCK FRÅN DET INTERNATIONELLA BULTSYMPOSIET I ABISKO 1983 ..... 24 sider

BERGMEKANIKKDAGEN

26. Sivilingeniør Ulf Fredriksen, formann i Norsk Bergmekanikkgruppe
NYTT FRA ISRM OG IAEG ..... 0 sider

27. Sivilingeniør Arild Palmstrøm
STABILITETSBEREGNINGER FØR OG ERFARINGER ETTER 25 M NEDDEMMING AV DEN 300 M HØYE STORSKREURA I TUNSBERGDALEN ..... 15 sider

28. Sivilingeniør Jan P. Åsvold
SPRØYTEBETONG MOT SPRAKEFJELL I TAFJORD 21 sider

29. Sivilingeniør Tor F. Barbo
RAPPORT FRA UTVALG FOR VIBRASJONSNORMER 7 sider

30. Sivilingeniør Bjørn Helge Klüver
UNDERSJØISKE TUNNELER. INGENIØRGEOLOGISKE ERFARINGER ..... 10 sider

31. Dr.ing. Tore Lasse By
SEISMISK VURDERING AV FJELLKVALITET ERFARINGER FRA STUDIEOPPHOLD VED UNIV. OF QUEENSLAND, AUSTRALIA ..... 16 sider

32. Bergingeniør Knut Garshol
NORSK TUNNELDRIFT I SVAKT FJELL - ERFARINGER FRA HELLAS ..... 19 sider

33. Avdelingsdirektør Bjørn Follestad
BRUK AV SATELITTDATA I PRAKTISK INGENIØR-GEOLOGI ..... 4 sider

GEOTEKNIKKDAGEN

34. Cand.real. Odd Bryhn
KJEMISK PÅVIRKNING AV LEIRAS EGENSKAPER 20 sider

35. Sivilingeniør Gunnar Aas
BEREGNINGSPRINSIPPER FOR KJEMISK STABI-LISERT JORD ..... 21 sider

36. Sivilingeniør Kjell Karlsrud
EKSEMPLER PÅ STABILISERING AV VANSKELIGE BYGGEGROPER ..... 0 sider

37. Sivilingeniør Ola Bjølgerud
DYNAMISK DYPKOMPRIMERING AV SPRENG-STEINSFYLLING PÅ MONGSTADRAFFINERIET .... 15 sider

38. Sivilingeniør Trond Føyn
STABILISERING AV BLØT KVIKKLEIRE VED ELEKTROOSMOSE ..... 9 sider

39. Overingeniør Kjell Aarhus
ET PRAKTISK EKSEMPEL PÅ STABILISERING AV UTGRAVING MED WELL-POINTS ..... 8 sider

40. Overingeniør Nils Rygg
FUNDAMENTERING AV MJØSBRUA ..... 12 sider

Sivilingeniør Aslak Ravlo, Ingeniør F. Selmer A/S.
Formann i Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund ønsker velkommen til høstkonferansen 1983.

Nok en gang står vi på terskelen til en Fjellsprengningskonferanse. Vi retter ryggen for en dag - ser oss omkring i vårt eget fagmiljø og lytter til våre kolleger

- om det som foregår
- om det som er nytt
  eller er under utvikling

Verden omkring oss er foranderlig. Grensene viskes ut. Nordmenn prøver seg på markeder utenfor Norge - samtidig som leverandører, rådgivere og entreprenører fra andre land finner vårt hjemmemarked stadig mer interessant. Dette oppleves på forskjellig vis, men uansett, det gir oss utfordringer.

Kommuner og statsetater reduserer sine anleggsinvesteringer. Det får også konsekvenser - og gir utfordringer.

Vi fortviler ikke, fortsatt er det store og interessante oppgaver som ligger foran oss, og fortsatt vil vi oppleve nye landevinninger på det fagområde som i dag står i fokus.

I vårt nære miljø skjer det også forandringer. Foreningen har i alle år vært nært knyttet til Institutt for Fjellsprengningsteknikk. Som mange vil vite har Instituttet gjennomgått en struktuell endring og står nå på barrikadene som en del av N.G.I.

Vårt forhold til våre medarrangerende kolleger, Norsk Bergmekanikkgruppe og Norsk Geoteknisk Forening er godt. Vår egen forening arbeider jevnt. Vi setter stor pris på den aktivitet som den internasjonale gruppe utfolder. Mange har hatt glede av de publikasjoner som den har utgitt. Til slutt nevnes Norske Sivilingeniørers Forening. De har alltid en finger med i spillet.

En takk til alle for innsatsen i det foreningsåret som nå er avsluttet.
LYKKE TIL !

SKINNEDRIFT I SMÅTUNNELER. ERFARINGER FRA TUNNELEN KATTÅS - HOLSFJORDEN

Railbound tunneling for small crossectional areas. Experiences from the Kattås - Holsfjorden tunnel.

Ingeniør Tarald Nomeland, A/S Ingeniørbygg

SAMMENDRAG

Anlegget omfatter en 5,2 km lang tunnel, tverrsnitt 8,6 m2, som skal overføre drikkevann fra Holsfjorden til kommunene Asker og Bærum. Tunnelen går i stigning 3,4 o/oo.

Tunnelen var prosjektert både for fullprofilboring og for konvensjonell drift.

Konvensjonell utførelse ble valgt på grunn av lavere anbudssum.

SUMMARY

The site consists of a 5,2 km long tunnel with a crossectional area of 8,6 m2, which shall supply the communities of Asker & Bærum with water. The tunnel is inclined 3,4 o/oo and was planned both for fullface and conventional drilling. The conventional method was chosen due to the lower offer.

OPPSTART

Riggingen startet i januar 1982. I den første tiden ble det drevet 24 m2 tunnel, l = 40 m, samt 100 m med 9 m2. Dette ble drevet med "last og bær". Tverrsnittet var bestemt av byggherrens permanente anlegg samt vårt eget behov for steinmasser i tilriggingsområdet.

I denne fasen var fjellforholdene dårlige og dette krevde full utstøpning av 24 m2 tunnelen samt en del injeksjon. Videre ble det nødvendig med en god del bolter og nett i 9 m2 tunnelen.

Selve ombyggingen til skinnedrift startet etter ferien i 1982 og normal drift ble oppnådd ca. 1. september 1982.

Vi vil i det videre konsentrere oss om driften fra 1.9.82 til 1.9.83.

GEOLOGI

Tunnelen begynner i et basalt lag for deretter å gå over i noe sandstein, men hoveddelen ligger i rombeoprfyr av svært vekslende kvalitet.

Vi har slitt med en del druserom fra pel 1200 til 2700. Disse hadde en diameter fra 10 til 70 cm.

VALG AV UTSTYR OG MANNSKAP

Som borrigg er valgt 3-boms Atlas hydraulrigg med Cop 1032 maskiner. Riggen var ikke standard, så den 3. bommen måtte spesialbestilles.

Lasteren er en Häggloader HR 8.

Vaggene er av typen Hägglund med heavy-duty kjeder. 5 stk.

Lok: 2 stk. 8 tonn GIA
2 stk.16 tonn GIA m/fjernstyring.

90% av utstyret var nytt ved anleggets oppstart

MANNSKAP

Arbeidet drives på to skift á 7,5 timer.

Skuffen bemannes med 4 mann pr. skift, hvorav 1 er skiftrep.

Bakstuffen består av 3 mann, hvorav 2 går på formiddag og 1 på ettermiddag.

På dagtid har vi 1 elektriker, 1-2 hovedverkstedmenn, 1 på utlasting fra tippegrop.

DRIFT

Under normale forhold slåes 3 salver pr. skift ved bruk av 12 fots stenger og 38 mm kroner. Gjennomsnittlig inndrift er 3,1 m pr. salve.

Salvesyklusen er ca. 2 timer og 20 min., fordelt på boring 55 min., røykvent 20 min., transport og lasting 65 min.

Borsynk med COP 1032 ligger på ca. 1,80 m pr. min. Bormaskinen har fungert utmerket og liten hulldiameter har redusert sprengstofforbruket.

Som sprengstoff benyttes (30 x 400) mm gummidynamitt, 17 mm rør i kransen, (25 x 400) mm glynitt i kutten samt Anfo.

Totalt sprengstofforbruk pr. m3 fast, teoretisk fjell er 3,8 kg.

Anfoutstyret er levert av Norsk Hydro og har dobbeltvirkende ventiler, slik at man eventuelt kan blåse hullene tomme for vann. Utstyret har virket utmerket.

Antall hull ligger fra 36-40 inklusive 2-3 grovhull på 76 mm dia.

Til ventilasjon benyttes 1 stk. GAL 7 og 80 cm duk. På pel 2600 har vi installert 1 stk. GAL 6 som hjelpevifte.

Under salveboringen legges permanent skinnegang som består av 27,8 kg's skinner lagt på tresviller, samt ventilasjon, vannrør

og annet forefallende bakstuffarbeid.

Under lasting klargjør bakstuffmannskapene nytt materiell samt utfører mindre reparasjoner på skinnegang, ventilasjon etc.

Til uttransport av masser benyttes 5 stk. Hägglundvagger sammenkoblet som trekkes av et 16 tons lok m/fjernstyring. Fjernstyringen benyttes under opplasting slik at man får hjelp av loket under fremskyving av settet inn i røysa, samt ved tilbakekjøring for henting av kortlenk.

Lastekapasiteten økes vesentlig ved denne løsningen. Lastemaskinen som benyttes er som tidligere nevnt en Häggloader type 8 HR. Netto lastetid er ca. 35 min.

ELEKTRISK OPPLEGG

Utstyret drives på 660 V. Høyspenttilførsel inn i tunnelen er på 6600 Volt. Trafonisjer sprenges for hver 500 meter.

GENERELT

Grunnet nytt utstyr har vi ikke hatt reservemaskiner parkert på anlegget.

Det er etter vår mening viktig å være pinlig nøyaktig med legging av skinnegang, grøfting, ventilasjon etc. da det er vanskelig å komme tilbake for utbedring uten å stoppe driften.

Videre er det viktig at det permanente opplegg av tilførsler er nærmest mulig stuff til enhver tid.

Ettersyn og vedlikehold prioriteres høyt og følger produsentens anvisninger nøye.

Under hovedettersyn har vi benyttet oss av produsentens reparatører i tillegg til våre egne.

Som resultat av dette har vi ikke hatt mer enn 12-13 klokketimers stopp i driften i løpet av ett år.

INNDRIFT

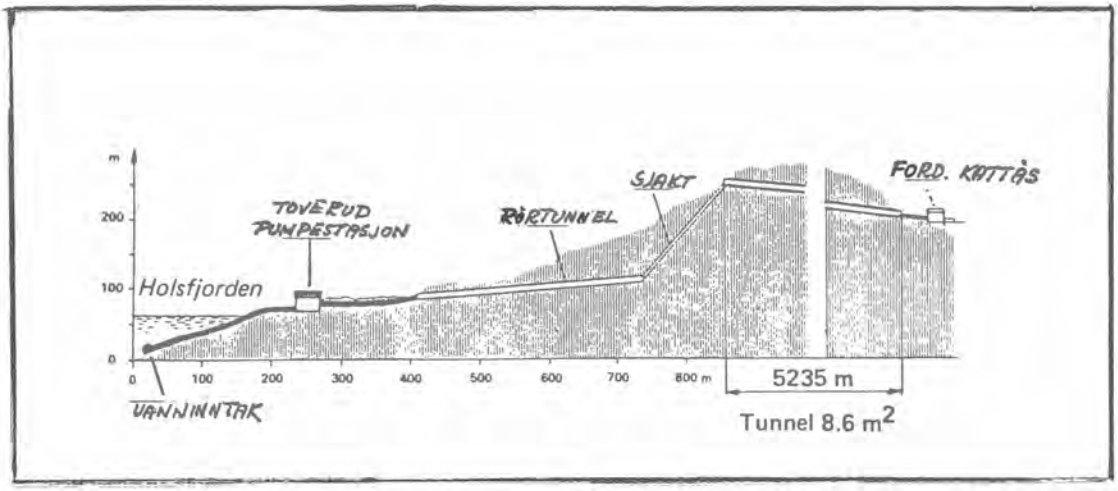
Fra 1.9.82 til 1.9.83 er det drevet i alt 3.458 meter på 42 fulle arbeidsuker, som gir en gjennomsnittlig inndrift på 82,5 m pr. uke.

Inne i denne produksjonen ligger 14 m full utstøpning, 90 m lang sløyfe samt andre sikringsarbeider som i ekvivalenttider tilsvarer ca. 3 uker.

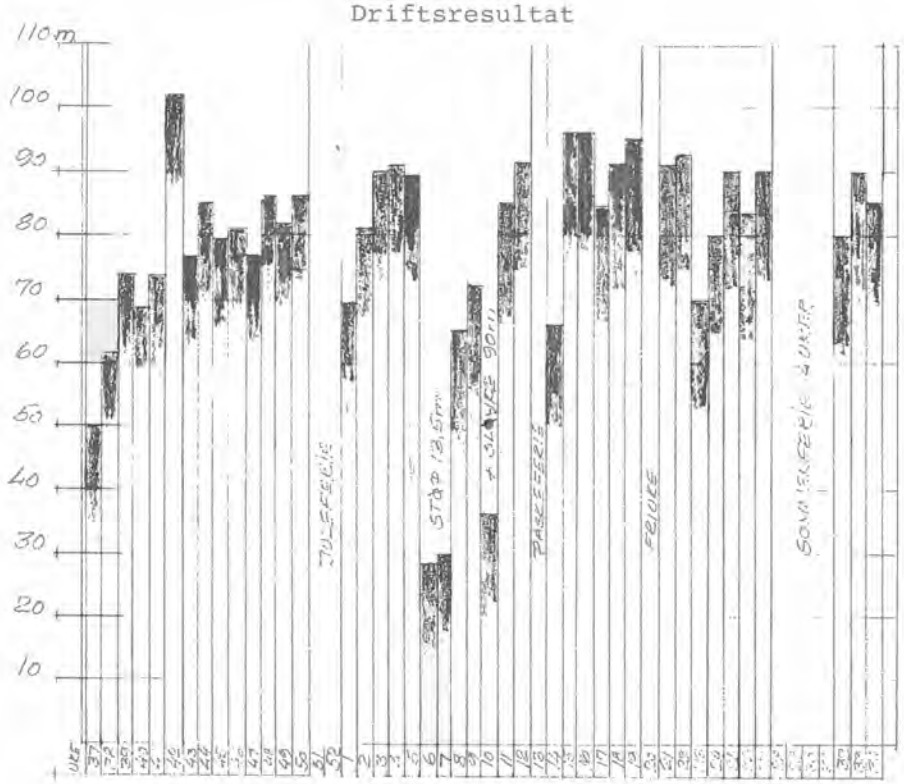
Høyeste inndrift i noen uke er 102 meter.

Ved pel 3750 traff vi på sleppete og vannførende fjell og i den etterfølgende tiden frem til nå har vi injisert hele tiden, samt at vi har hatt full utstøpning på ca. 40 m.

Lengdesnitt



Driftsresultat



Snitt inndrift inkl. sikring 82,5 m/uke.

Beste uke 102 m.

FULLPROFILBORING.
ERFARINGER FRA ULLA-FØRRE-ANLEGGENE.

FULLFACE DRILLING.
EXPERIENCES FROM ULLA-FØRRE-POWER PLANT.

Sivilingeniør Hallvard Holen, NVE Ulla-Førre-anleggene.

SAMMENDRAG.

Innlegget er en fortsettelse av et innlegg under fjorårets konferanse og beskriver boringen av en 7,8 km lang tunnel med diameter 3,5m i grunnfjell. Pr. 30.09.83 boret 6390 m. Borsynk og inndrift har vært svært variable, og oppsprekkingsgraden er den viktigste årsak. Det er vist oversikt over borsynk, inndrift, fordeling av driftstid og tapstid, og kostnader.

SUMMARY.

This article describes the boring of a 7,8 km long tunnel with dia 3,5 m in hard rock of which 6390 m was bored the 30.09.83. The project was also describes by the same autor in the conference last year.

The penetration and obtained production has varied very much, and the cracks in the rock is the most important reason. The article describes the obtained results of penetration, production, and costs.

GENERELL ORIENTERING.

Dette innlegget er en videreføring av de erfaringer som ble fremlagt på fjorårets konferanse.

Noen hoveddata skal likevel gjentaes.
Prosjektet omfatter boring av en 7,8 km lang tunnel med diameter 3,5m. Tunnelen går i sin helhet i grunnfjellet som gjennomgående er massivt. Som bormaskin er benyttet en Robbins maskin med følgende data:
Kuttere: 27 stk. 15 1/2".
Brutto nominell matekraft: 18,2 tonn pr. kutter.
Midlere ringsporeavstand: 6,5 cm.
Dreiemoment: 58 t.m.

Som bakrigg er brukt Mühlhauser ensporet rigg med plass til 14 stk. 8 m3 vagger under beltet.

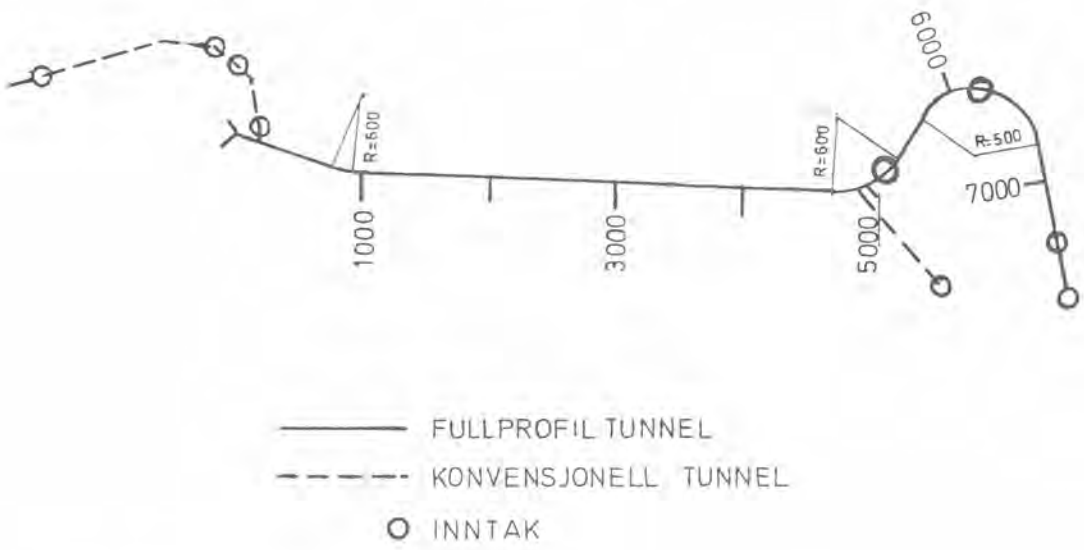


Fig. 3.1. Oversikt tunnel.

Som det fremgår av skissen, er ca 2 km i kurve. Vi var lenge i tvil om hvor langt ned i radius vi kunne gå da totallengden økte med økende radius. Begrensningen ligger i bakriggen og vi ble stående ved 500 m radius. Vi tror det hadde gått med 400m radius uten å foreta ombygging av bakriggen, men kravet til nøyaktig boring vil da øke. Det har vist seg at kurveboringen har gått uten vesentlige problemer, selv om inndriften i kurve går noe ned, anslagsvis 15-20%.

BORSYNK

Som nevnt i fjor var prognosen basert på DRI-verdien og massivt fjell. Vi har fortsatt ikke funnet noen sammenheng mellom DRI-verdien og borsynk og årsaken synes klar: I hardt fjell er oppsprekkingen helt avgjørende for inndriften og selv det mest ubetydelige stikk hjelper. Dette ble vist under fjorårets konferanse både av undertegnede og dr.ing. Blindheim. Det gjelder derfor å oppsøke passe oppsprukket fjell og hos oss synes det å være en sammenheng mellom overdekning og borsynk. Fjellet har vært markert mer tungboret ved større overdekning.

Borsynken har variert sterkt, noe oppstillingen her viser

Borsynk i middel:	2,09 m/time
Største ukemiddel:	4,10 m/time
Minste ukemiddel:	0,95 m/time

Foruten fjellets egenskaper er matekraften av avgjørende betydning for borsynken. Figuren viser en del målinger som er gjort av diplomkandidat Bjørn Ivar Harsjøen.

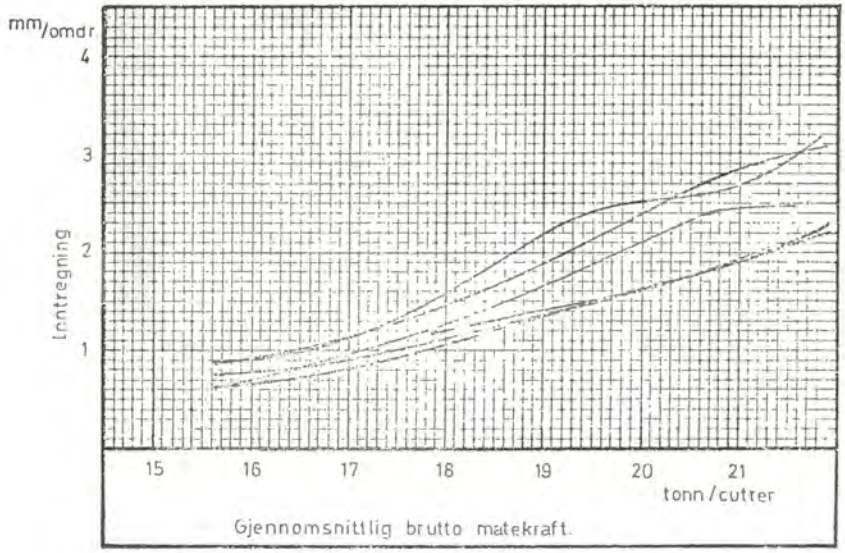


Fig. 3.2 Inntrengningskurver.

For å få økt inndrift er det som det fremgår ønskelig med mer matekraft.

DRIFTSRESULTATER.

Av helt avgjørende betydning er å holde maskinen i drift i flest mulig timer, noe som registereres fortløpende.

Fordelingen av arbeidstid har vært som følger (i %).

	Pr. 2.kv.82	Pr.3.kv. 83
Driftstid (boring)	40.2%	38.9%
Stopptid p.g.a.		
Kutterbytte	21.6%	15.3%
Service og rep. TBM	11.8%	24.5%
Service og rep. bakrigg	4.4%	2.2%
Kabelskjøting	1.2%	1.5%
Vanntilførsel	1.8%	1.2%
Ventilasjon	1.7%	1.6%
Venting på vagg	3.7%	4.1%
Skinnelegging	2.9%	0.3%
Vask og rengjøring	2.0%	2.1%
Tilbaketrekk, inspeksjon	1.2%	0.6%
Transport av materiell	0.4%	2.6%
Stikking	0.5%	0.7%
Dårlig fjell	0.3%	0.2%
Prøvetaking	0.5%	0.2%
Annet	5.2%	3.8%

Av langvarige stopper er problem med lagertetning det alvorligste. Det har forårsaket en stopp på 6 uker og 1 stopp på 2 uker. Tetningen er forbedret, og vi håper den holder løpet ut.

En annen alvorlig svakhet har vært i forbindelse med griperne (trunnion). Stopp p.g.a. det har vært 5 ganger fra 3-5 skift. Men alt i alt må vi si oss rimelig fornøyd med tilgjengeligheten. En må huske på svært kraftige vibrasjoner og at alle reparasjoner er tidskrevende p.g.a. liten plass.

Kutterbytte tar også lang tid og det imøteses bedre løsninger enn vår tungvinne ordning med mye manuell sjauing i et område der temperaturen kan gå opp i +40°.

INNDRIFTER.

Boringen startet uke 39 i 1981.	
Boret pr. 3. kv. 83	6390 m
Midlere ukeinndrift	73,5 m
Midlere ukeinndrift eks stopp pg.a. trunnion og lager	83 m
Midlere ukeinndrift siste 2 kvartaler	98 m
Største ukeinndrift " " "	139,1 m
Største inndrift på et 9,5t skift	20,4 m

SIKRINGSARBEIDER.

Vi har hittil ikke hatt hva vi kan kalle sikringsarbeid. Hadde vi unngått det ved konvensjonell drift? Neppe, da vi har partier med hva vi kan kalle sukkerbitfjell. Her har forøvrig fjellet i kortere strekninger vært så lettboret at transportkapasiteten på båndet har vært bestemmende.

KOSTNADER.

Lønnskostnader	1970	kr/m
Kapitalkost. TBM	700	''
Rep. TBM	470	''
Kuttere	400	''
Bakrigg	200	''
Transport og skinnegang	730	''
Tipp	240	''
Ventilasjon	70	''
El. anlegg	110	''
Hj.anlegg	50	''
Totalt	4940	kr/m

Kostnadene ligger vel litt over det en kunne forvente ved god konvensjonell drift, men viser en nedadgående tendens. Tar en hensyn til sikringen kommer vel regnestykket temmelig likt ut. 7,8 km på en stuff er jo også temmelig drøyt og vil stille store krav til ventilasjon ved konvensjonell drift.

KONKLUSJON.

Fullprofilboring selv i norsk grunnfjell av hardeste merke er mulig, og det er vel liten tvil om at det er fremtidens tunneldrift.
I fjor konkluderte jeg med at vi kunne ønsket en kraftigere maskin. Det ønsket står ved lag, og det er å håpe at leverandøren skaffer oss kraftigere maskiner med høy tilgjengelighet. Vi håper også at prognosemodellene kan forbedres slik at en med stor sikkerhet vet hva en begir seg ut på.

FULLPROFILBORING - ERFARINGER FRA MOSVIK KRAFTVERK

TBM - Tunneling av Mosvik Kraftverk

Siv.ing. Svein I. Larsen, A/S Høyer-Ellefsen

Sammendrag

A/S Høyer-Ellefsen har utført fullprofilboring av 5400 m tunnel med diameter 3,5 m i harde gneisbergarter ved Mosvik kraftverk.
Innlegget beskriver driftsopplegg, maskinutrustning, resultat og erfaringer fra denne tunneldriften.

Summary

A/S Høyer-Ellefsen have done fullface drilling of 5400 m tunnel, diameter 3,5, in hard rock at Mosvik Hydro Power Projekt.
The article describes the tunneling equipment, the results and experiences from this tunneling.

1. GENERELT

Mosvik kraftverk ligger på Fosen-halvøya i indre Trondheims-fjord. Byggherre og konsulent er Nord-Trøndelag Elektrisitetsverk og utførende entreprenør A/S Høyer-Ellefsen.

Allerede på anbudsstadiet var det prosjektert to alternative driftsopplegg for tilløpstunnelen - konvensjonell tunneldrift med 16 m^2 tverrsnitt og fullprofilboret tunnel med 9,6 m^2 tverrsnitt.

Valg av fullprofilboret tunnel var vesentlig basert på følgende fordeler:

- kortere total tunnellengde som følge av at prosjektert tverrslagstunnel midtvegs kunne sløyfes
- redusert sikringsvolum
- redusert tippvolum (tunnelmassene skulle dumpes i sjøen på store dyp)
- redusert driftstid fra inntakssiden, spesielt vinterdrift

Omregnet til verdier viste dermed fullprofilalternativet seg å være økonomisk fordelaktig.

Usikkerheten ved dette driftsopplegget var i første rekke knyttet til boring i et fjellparti med serdeles harde bergarter. Utstrekningen ble på forhånd anslått til 500 - 1000 m.
Forøvrig var fjellmassene beskrevet som gunstige med tanke på fullprofilboring.

2. DRIFTSOPPLEGG FULLPROFILBORING

2.1 DRIFTSPLAN

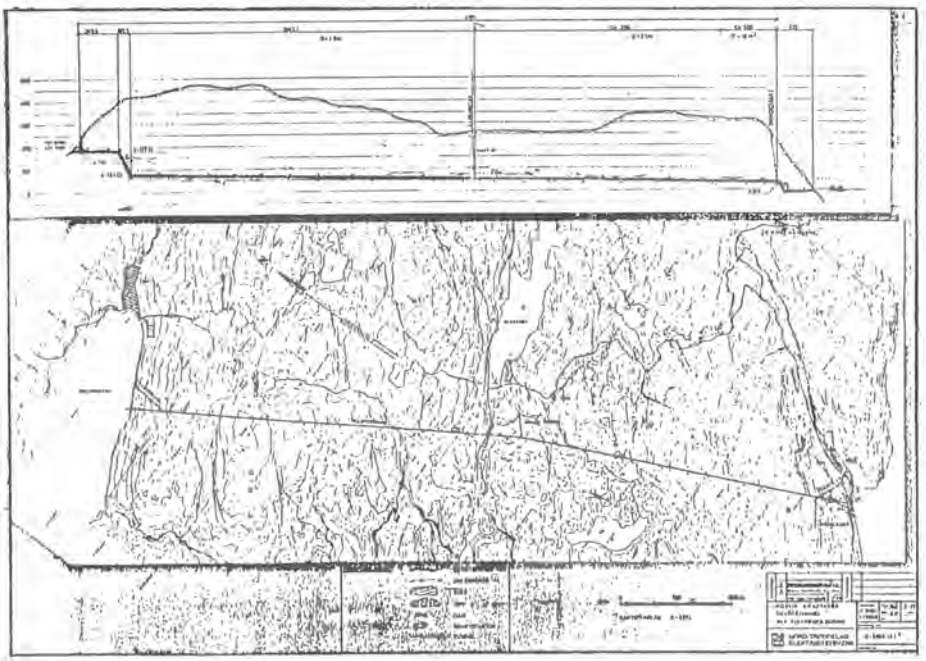


Fig. 4.1 Tilløpstunnel - lengdesnitt og plansnitt.

Tilløpstunnelen ble boret i en lengde på 5400 m med diameter 3,5 m og konstant stigning 0,7 %. Tunnelen består av to rette strekker og en horisontalkurve midtvegs med R = 1000 m.

Adkomst til øvre del av tilløpstunnelen går via en 350 m lang tverrslagstunnel som ble sprengt på synk 1:8, tverrsnitt 18 m^2. Videre ble øvre del av tilløpstunnelen, ca. 600 m, drevet konvensjonelt fram til utslag i magasinet.

Sprengningsarbeidene i inntaksområdet ble drevet parallelt med fullprofilboringen og avsluttet i god tid før denne.

Øvre og nedre del av tilløpstunnelen ble så koplet sammen ved hjelp av en skråsjakt, lengde 150 m og stigning 45°, som ble raise-drill-boret med diameter 3,5 m.

Riggområdet for fullprofildriften ble plassert i kraftverkets fremtidige sandfang og bestod i det vesentlige av:

- omlastingssilo med adkomsttunnel
- stuffverksted og stufflager
- ladestasjon for lok-batteri
- betongutforet startrør for TBM

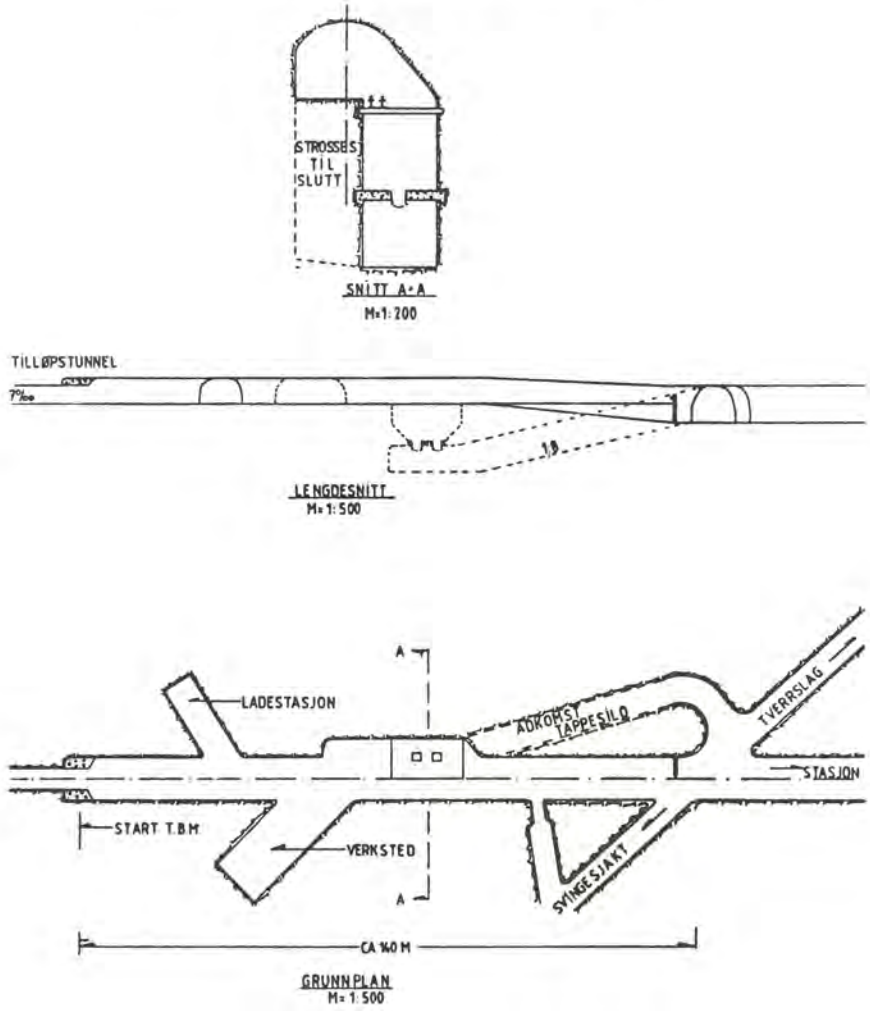


Fig. 4.2 Riggområde for fullprofildriften.

Adkomst til startrør for TBM går via en 250 m lang tverrslagstunnel og videre 140 m gjennom sandfanget i nedre ende av tilløpstunnelen.

Riggområdet med tilhørende tunneler og bergrom ble sprengt ferdig med rimelig tidsmargin til montering og klargjøring av TBM.

2.2 BEMANNING OG SKIFINNDELING

Bemanning pr. skift: 6 mann på stuff

- 1 TBM-operatør
- 2 bakstuffarbeidere
- 1 lasteoperatør
- 1 stuffreparatør
- 1 lokfører

Dessuten ble 1 verksmester og 1 elektriker pr. skift stasjonert på stuffverkstedet foruten mannskap til transport av tunnelmasse fra silo til tipp.

Arbeidstiden mandag - fredag var fra 06.00 til 02.00, dvs. 2 skift á 10 timer. På lørdag ble det arbeidet 1 skift á 8 timer, dvs. totalt 108 timer/uke.

Av hensyn til arbeidstidsbestemmelsene benyttet vi 3 komplette tunnellag. Hvert lag arbeidet langskift sammenhengende i 2 uker og fikk deretter 1 uke fri.

2.3 MASKINUTRUSTNING - TBM OG BAKRIGG

Til fullprofilboring av tilløpstunnelen ble det investert i ny TBM av typen Jarva MK 12 T.
De viktigste maskinspesifikasjonene er følgende:

- diameter : 3,5 m
- cuttere : 22 stk 15 1/2" rullemeisler
  1 stk 12" sentercutter (4 ringer)
- matekraft : 19 tonn/cutter
- rotasjonshastighet: 10,55 RPM
- slaglengde : 1,25 m
- vekt : ca. 140 tonn

Atlas Copco har videre levert fremre del av bakrigg påmontert nødvendige elektriske og hydrauliske enheter for drift av TBM.

Resterende del av bakriggen er sveitsisk produksjon av typen ROWA og består av en 2-sporet lasteplattform med oppkjøringsrampe og traversvogn. Lasting og rangering av vagger styres hydraulisk av egen lasteoperatør.

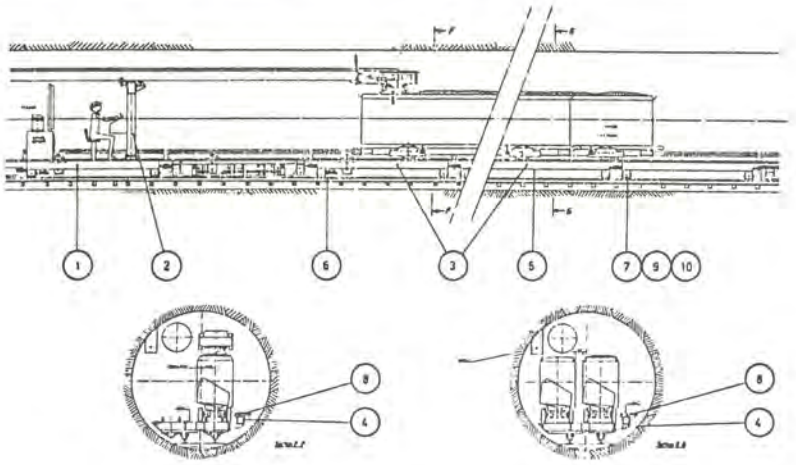


Fig. 4.3 Lasterampe og snitt av bakrigg

2.4 MASSETRANSPORT

Tunnelmassen ble transportert i vagger på 25 kg's skinnegang og sporvidde 750 mm. Skinnegangen ble bygd av prefabrikerte skinnelenk på stålsviller i 6 m og 9 m lengder som ble lasket sammen i tunnelen.

Under driving av de første 3 km tunnel benyttet vi 2 vaggsett á 8 vagger og ett 8 t elektrisk lok. På pel 3200 monterte vi inn en møtesløyfe. Massetransporten ble deretter utført med 3 vaggsett á 6 vagg og 2 lok.

Vaggene var av typen ROWA og rommet 5 m^3. Tipping av disse vaggene skjer automatisk når vaggsettet dras over en fastmontert tippbjelke i posisjon over siloen.

3. GEOLOGI

De dominerende bergarter langs tunneltracéen består av ulike gneisbergarter som granittisk-, amfibolittisk- og glimmergneis samt kryssende kvartsganger.

Fjellmassen har videre vist seg å være relativt homogen, dvs. lav oppsprekningsklasse og følgelig lavt tilskudd til inntrengningen.

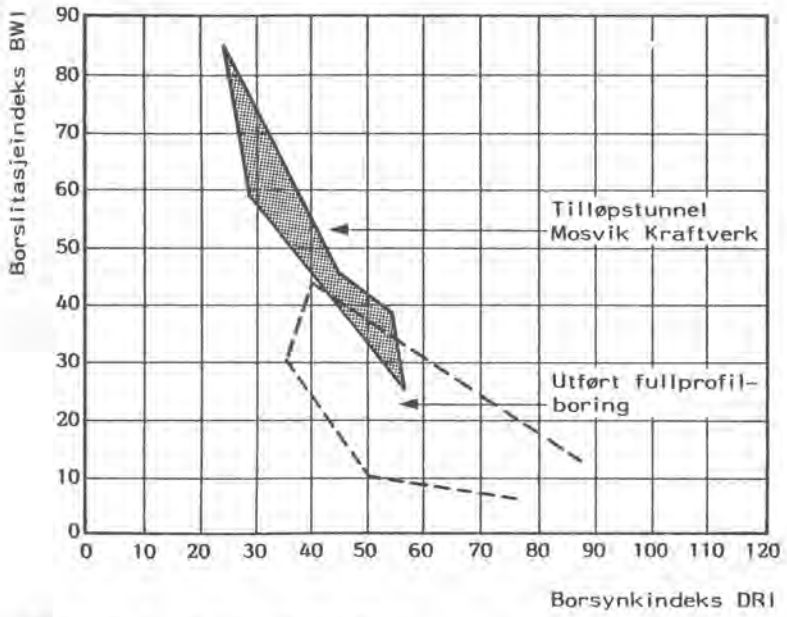


Fig. 4.4 Borbarhetsdata.

Diagrammet angir fjellets borbarhetsegenskaper som funksjon av borsynkindeks DRI og borslitasjeindeks BWI.

Generelt gjelder at høy borsynkindeks indikerer høy borsynk, høy borslitasjeindeks indikerer høy borslitasje og vice-versa. Jo lengre til venstre og opp i diagrammet en bergart plotter, desto dårligere borbarhetsegenskaper har den.

Stiplet linje omhyller et variasjonsområde av borbarhetsegenskaper som man til nå kjenner til er fullprofilboret.
Skravert felt angir tilsvarende egenskaper for representative bergartsprøver fra tilløpstunnelen.
Som det fremgår plotter de fleste prøvene innen et område med dårlige borbarhetsegenskaper.

Utført sikringsvolum ble som antatt meget beskjedent. Arbeidssikring på stuff ble for hele tunnelen begrenset til rensk og plombering av 5 lokale soner med fiberarmert sprøytebetong.

4. REALISERT DRIFT

4.1 MONTASJEFASE

TBM og bakrigg ble levert kai ved anlegget medio uke 22. Komponentene ble fortløpende transportert til et klargjort område foran påhugg tverrslagstunnel hvor TBM og fremre del av bakrigg ble montert. Etter denne første montasjefase ble TBM "innspasert" ca. 400 m til startrør for egen maskin ved hjelp av påmonterte støttelabber. Et kryssområde og en kort oppkjøringsrampe ble undervegs passert uten nevneverdige problemer.

Etter noe klargjøring i riggområdet ble TBM'en boret inn ca. 60 m for å få tilstrekkelig plass til resterende del av bakrigg - 2-dre montasjefase.

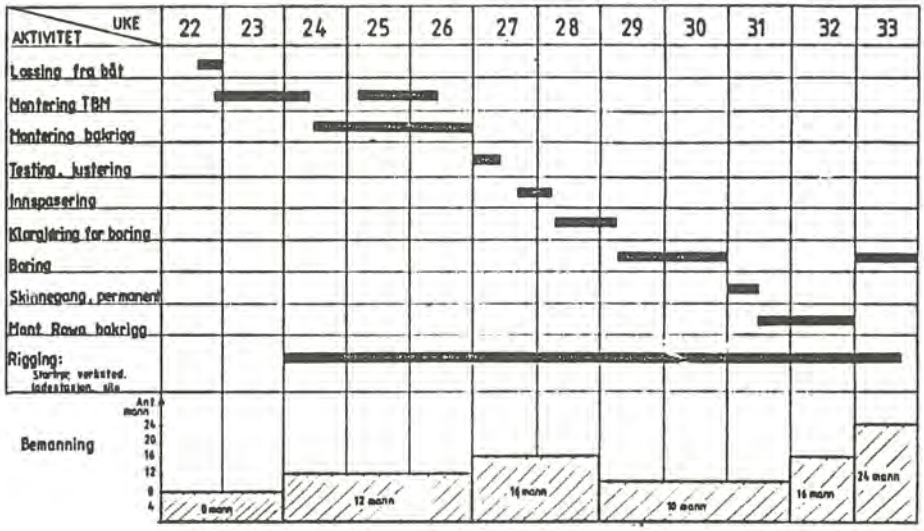


Fig. 4.5 Rigg- og montasjearbeider - fremdrift og bemanning.

Montasje av TBM og bakrigg inklusive innspasering og nødvendig boring gikk unna på 10 uker. Arbeidet ble drevet på 2 skift med gjennomsnittlig 6 mann pr. skift. Foruten egen bemanning har Atlas Copco bidratt med to erfarne instruktører under hele montasjen og igangkjøringen av utstyret.

På grunnlag av nyere erfaringer fra drift av tilsvarende utstyr ble det besluttet å foreta visse modifikasjoner både på TBM og bakrigg. Dette arbeidet forlenget montasjetiden med anslagsvis 1 uke.

4.2 DRIFTSFASE

Innkjøringsfasen strakte seg over 6 uker. Vi produserte i denne tiden vel 500 m tunnel, dvs. gjennomsnittlig ukeinndrift på 86 m.

Fra og med uke 39 var det meste av igangkjøringsproblemene taklet, og utstyret fungerte tilfredsstillende.

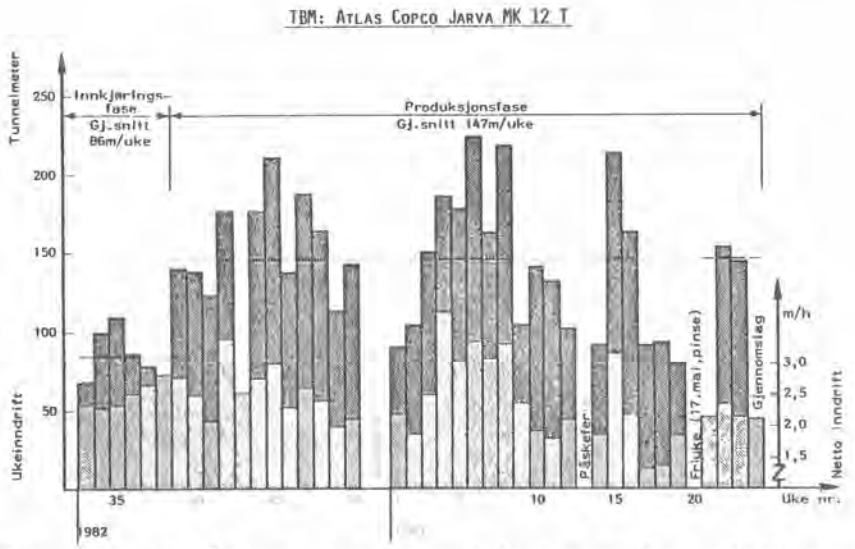


Fig. 4.6 Realisert tunnelproduksjon - ukeinndrifter. Variasjon i gjennomsnittlig netto inndrift (m/h) innlagt med lys skravur.

Ved gjennomslag medio juni 1983 hadde vi ytterligere produsert 4.900 m tunnel. Gjennomsnittlig ukeinndrift var i denne tiden 147 m og beste ukeproduksjon 246 m.

Netto inndrift definert som bormeter dividert på maskinboretimer har variert betydelig, vesentlig som følge av varierende oppsprekking. Høyeste registrerte netto inndrift målt over 1 uke viste 3,8 m/maskinboretime, mens gjennomsnittet akkumulert fra oppstart viste tilsvarende 2,45 m/h.

4.3 MASKINUTNYTTELSE OG TILGJENGELIGHET

Maskinutnyttelsen definert ved maskinboretimer i forhold til total arbeidstid, var i innkjøringsfasen gjennomsnittlig 35 %. Funksjonsproblemer med bakriggen utgjorde det vesentligste av stopptidene. Gjengangere her var problemer med fremtrekk av vaggene og vagghavarier.

Dessuten boret vi nokså raskt inn i en begrenset svakhetssone som raste ut over borhodet. Dette medførte betydelige opprensk- og sikringsarbeider før boringen kunne fortsette.

Under selve produksjonsfasen oppnådde vi betydelig høyere maskinutnyttelse. Gjennomsnittet for denne perioden var 55 % mens høyeste utnyttelse målt over 1 uke viste 67 %.

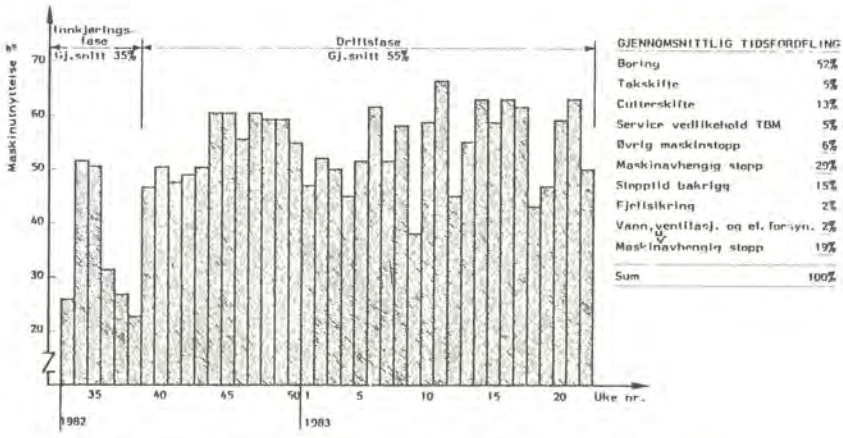


Fig. 4.7 Maskinutnyttelse og akkumulert tidsfordeling.

Maskinutnyttelsen er her målt i forhold til total arbeidstid pr. uke. Tabellen til høyre viser tidfordelingen akkumulert fra oppstart. Boring utgjør 52 % mens resterende tidforbruk fordeler seg på maskinavhengig stopp (cutterskifte, maskinstopp etc.) med 29 % og maskinuavhengig stopp (bakrigg, fjellsikring etc.) med 19 %.

Tilgjengeligheten for maskinen beregnet i forhold til disponibel tid til boring, har i gjennomsnitt vært 90 %. Dette ansees å være meget tilfredsstillende. Tid til takskifte,

kutterskifte og foreskrevet vedlikehold av maskinen er selvfølgelig holdt utenfor denne beregningen.

4.4 CUTTERFORBRUK

Som følge av harde og sterkt slitende bergarter har cutterforbruket vært høyt.
Totalt er det skiftet ut 930 cutterringer.
Levetiden varierer fra 60 til 480 bormeter pr. cutterring. Størst cutterslitasje registrerte vi på 4 cutterposisjoner like innenfor periferi-cutterne noe som har sammenheng med borhodets utforming.

Cutterforbruket tilsvarer i gjennomsnitt 1 cutterring pr. 5,8 m løpende tunnel eller omregnet til 56 fm^3 utboret fjell.

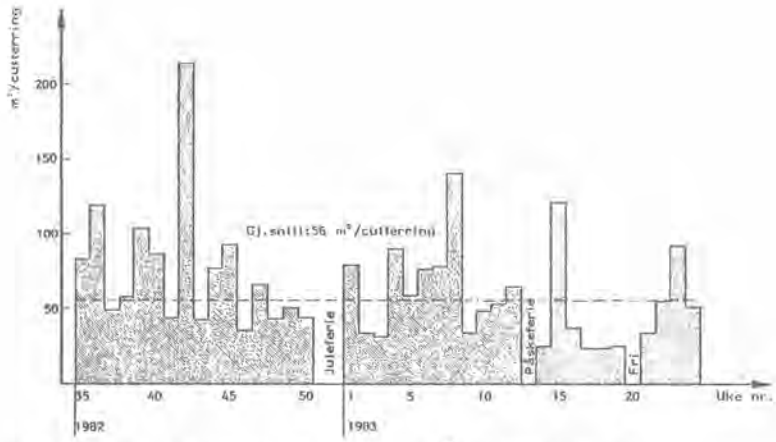


Fig. 4.8 Cutterforbruk, fm^3/cutterring.

4.5 UTRIGG OG DEMONTERING

Etter gjennomslag til sjakt ble maskinen strippet ned for å oppnå bedre klaring til fjell.
Parallelt med dette ble bakriggen demontert i seksjoner og transportert ut.
Selve maskinen ble deretter spasert ut for egen maskin. For å øke hastigheten ble to av hovedsylindrene utkoplet.

Nødvendig demontering på stuff tok 1 1/2 uke og utspasering til påhugg tunnel ytterligere 2 1/2 uke.

5. KONKLUSJON

Fullprofilboring i hard-rock har i og med gjennomføringen av dette prosjektet fullt ut vist seg å være et realistisk alternativ.
Fortsatt gjenstår å forbedre totaløkonomien under slike forhold. I denne sammenheng vil anstrengelser for å optimalisere cutterkostnadene kunne spille en nøkkelrolle.

FULLPROFILBORING, ERFARINGER FRA SØRFJORDEN

TBM. - experience from Sørfjorden.

Siviling. Svein Kaarød, INGENIØR THOR FURUHOLMEN A/S

SAMMENDRAG

Overføringstunnelen på 8860 m ved Sørfjorden Kraftverk er fullprofilboret med Robbins 116 - 181, 3,5 m diameter. Bergartene er tildels massiv glimmerskifer, gneis og hornblendeskifer. Oppnådde gjennomsnittlige inndrifter på 2,10 m/t i glimmerskifer og 1,40 m/t i gneis og hornblende.

SUMMARY

A water supply tunnel of 8860 m at Sørfjorden Hydroelectric Plant has been bored with a Robbins 116 -181 of 3,5 m diameter. The rock consists of massiv micaschist, gneiss and hornblende slate.

The average rate of penetration is 2,10 m/h in micaschist and 1,40 m/h in gneis and hornblende.

OVERSIKT OVER ANLEGGET (Fig.5.1)

Sørfjorden kraftverk ligger i Tysfjord kommune i Nordland.
Byggherre er A/S Nordkraft.
Utbyggingen av kraftverkets del 1 omfatter blant annet overføringstunnelen Brynsvaten - Nikkelv ca. 5,9 km.

Forlengelsen av tunnelen fra Nikkelv til Vatn 621, ca. 3,0 km, tilhører del 2 i utbyggingen og ble først konsesjonsbehandlet høsten 82.

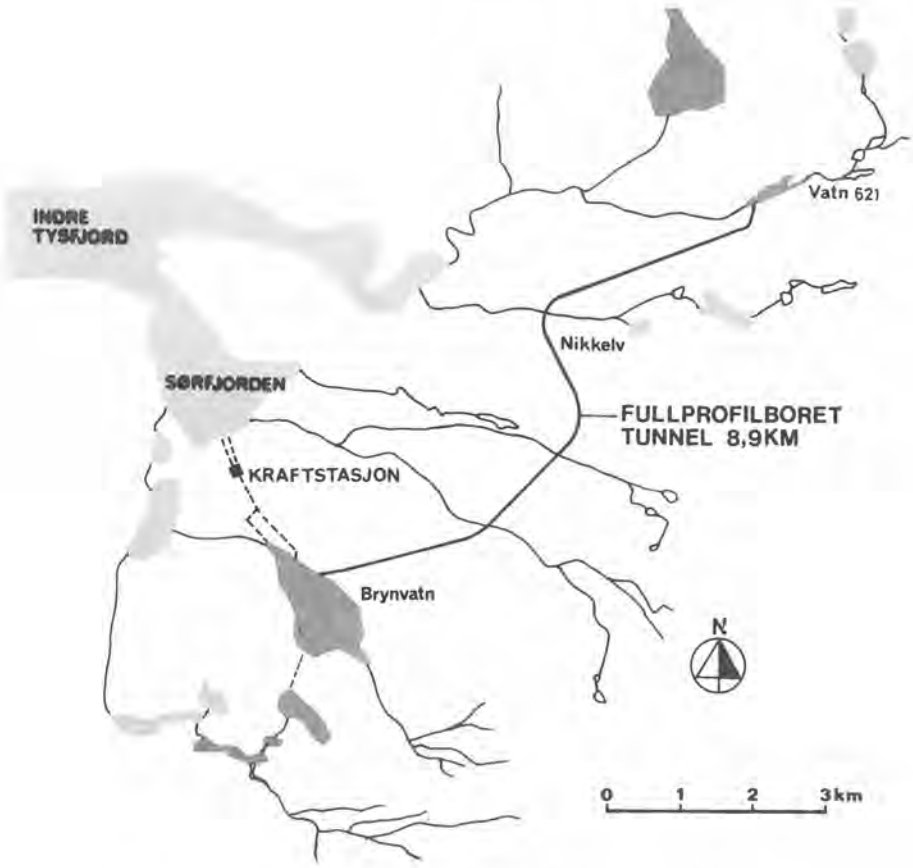


FIG. 5.1 OVERSIKT OVER SØRFJORD KRAFTVERK

Ingeniør Thor Furuholmen A/S' alternative tilbud med fullprofilboring av overføringstunnelen ble antatt. Tunnelen ble boret med diameter 3,50 m som gir et tverrsnitt på 9,62 m2. Boringen ble startet opp ved Brynsvatn i mars 81 og avsluttet ved Nikkelv i mars 82. Forlengelsen frem til VATN 621 ble påbegynt i nov. 82, og avsluttet i juni 83.

GEOLOGI (Fig.5.2)

Bergartene langs traseen består av stadig vekslende granat-glimmerskifer avbrutt av partier med gneis og hornblende-skifer. Tunnelstrekningen fra Nikkelv til VATN 621 har bestått av gjennomgående hardere gneisbergarter og horn-blendeskifer samt massiv glimmerskifer. Generelt kan det sies at gneisen og hornblenden har liten eller ingen oppsprekning av betydning for inndriften, mens den massive glimmerskiferen har en foliasjon av vesentlig betydning for inndriften.

UTSTYR

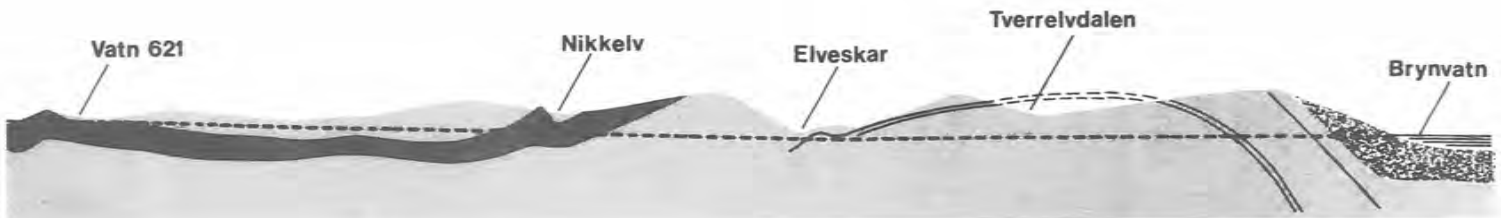
Boringen er utført med en Robbins maskin type 116-181, eiet av fellesskapet Furuholmen-Prader, som tidligere har boret i Aurland og i Lier. Ialt har denne maskinen nå boret 17 km tunnel. For videre opplysninger angående TBM, bakrigg og øvrig tunnelutstyr henvises til innlegg på fjellsprengnings-konferansen i 1978 ved sivilingeniør O.G. Askilsrud under tittel "Erfaringer fra Aurland".

BEMANNING

Mannskapet har stort sett fulgt med maskinen fra andre anlegg og også deltatt i overhalingen. Følgelig har mannskapet vært godt forberedt og minimal opplæring har vært nødvendig. Det har vært drevet på to langskift i 2 uker og den 3.dje uken fri.

Løpende vedlikehold og kutterskift har blitt utført på natten og i helgene. Med 5 mann pr. skift i tunnelen og egne folk til service, kutterverksted, lokverksted, tipp etc. har totalbemanningen vært 25 mann.

Disponibel skifttid pr. uke har vært 104.0 t.





Granatglimmerskifer

Hornblendeskifer

Reppisskifer/kalkglimmerskifer

Kalk/kalkspatmarmor

Tunnel

FIG. 5.2 GEOLOGISK LENGDEPROFIL

INNDRIFTER

I samarbeid med instituttet for anleggsdrift ved NTH., er det blitt tatt bergartsprøver og utført tester med følgende resultater.

Glimmerskifer	DRI 75, Sprekklasse III - IV
Gneis, Hornblende.	DRI 50, Sprekklasse O+

Ved de samme pel.nr. i tunnelen ble det utført inntrengningsprøver dvs. inntrengningen som funksjon av brutto matekraft pr. kutter. Resultatet fremgår av fig. 5.3

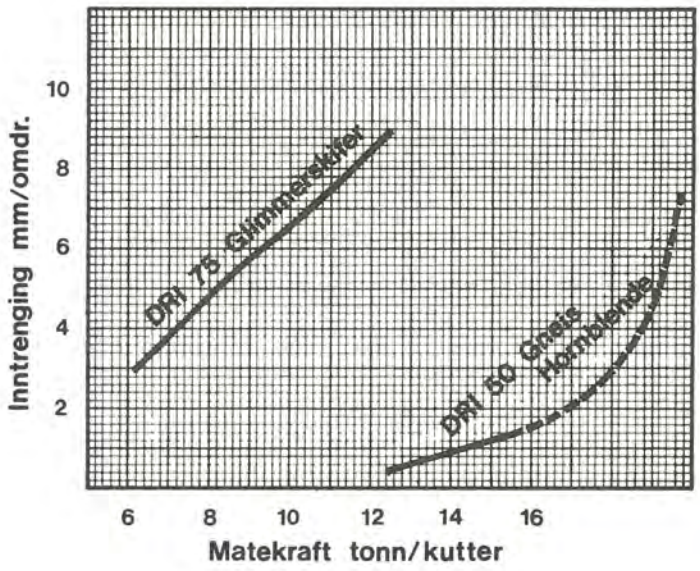


Fig. 5.3 Inntrengningskurver.

Kurvene har et forventet og karakteristisk forløp for denne fullprofilmaskin i slike bergartstyper men er kun basert på to bergartsprøver.

Ukeinndrifter over hele driveperioden fremgår av fig. 5.4. Ved pel 700 har vi en stopp på 4 uker som skyldes hovedlagerbrudd på TBM.'en. Det kom noe tidligere enn vi hadde regnet med, men ikke uventet etter det høye timetallet på maskinen. Ukeinndriftene har vært bedre enn forventet på grunn av godt mannskap og god maskinutnyttelse.

Penetrasjonen (Fig.5.5) har for tunnelstrekningen Brynsvatn-Nikkelv vært som antatt. For strekningen Nikkelv - Vatn 621 noe mindre enn forutsatt.

DRIFTSRESULTATER

Boring del 1. 5836 m:

20/3-81 til 10/3-82:	130 m pr. uke (inkl. hovedlagerbytte)
	142 m pr. uke (eks. hovedlagerbytte)

Boring del 2. 3030 m:

26/11-82 til 1/7-83:	105 m pr. uke
Totalt boret 8866 m:	120 m pr. uke (inkl. hovedlagerbytte)

Beste uke 240,50 m

Beste måned 775 m

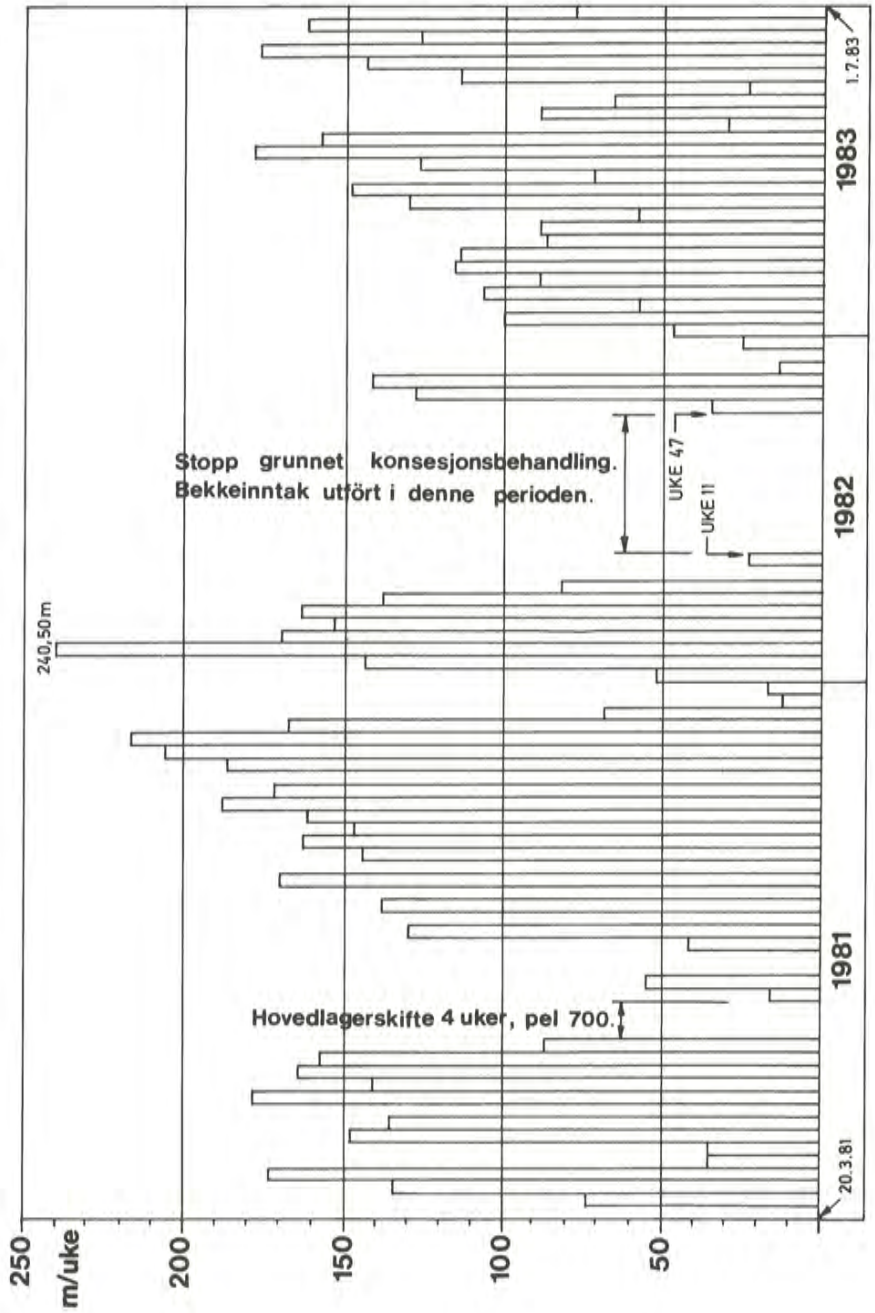


FIG. 5.4 UKEINNDRIFTER

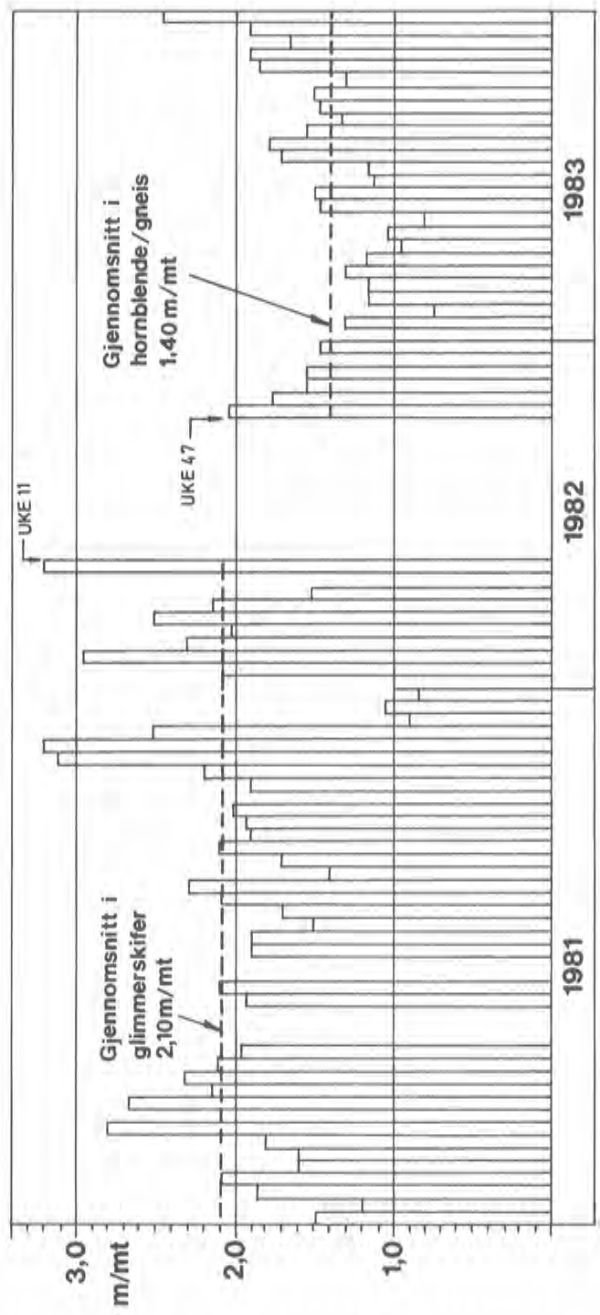


FIG. 5.5 INNDRIFTER PR. NETTO MASKINTIME

PENETRASJON (Fig. 5.5)

Brynsvatn-Nikkelv	5.866 m	2.10 m/t
Nikkelv-Vatn 621	3.030 m	1.40 m/t

Nedgangen i den gjennomsnittlige penetrasjon på forlengelsen stemmer godt overens med de utført tester (fig. 5.3) og bergartsfordelingen langs tunneltraseen.

KUTTERKOSTNADER

Ringforbruket har vært omtrent som kalkulert for begge tunnelstrekningene. Dvs. U.S $ 2-4 pr. m3 fast fjell. Levetiden for rullene har vært 6-10 ganger levetiden pr. ring. Delkostnader for TBM'en og bakrigg har som forventet vist en stigende tendens med økende driftstid.
Generelt har kutter- og delkostnaden for TBM. utgjort 10-15% av løpemeterprisen på tunnelen.

KONKLUSJON

Ved fullprofilboring av tunneler vil alltid bergartsfordelingen langs traseen være avgjørende for inndriften.
Selv om alle tilgjengelige geologiske data blir vurdert og stenprøver testet, vil kalkulasjonsforutsetningene være forbundet med en viss usikkerhet.
Å fullprofilbore denne tunnelen har vist seg å være en riktig avgjørelse. Prosjektet er gjennomført innenfor en tidsramme, som ikke ville ha vært mulig ved konvensjonell drift, og samtidig har det ført frem til et teknisk og økonomisk resultat som både byggherre og entreprenør er fornøyd med.

NY PROGNOSEMODELL FOR FULLPROFILBORING AV TUNNELER

New prognosis - full face boring of tunnels

Dosent Odd Johannessen, Institutt for anleggsdrift, NTH

SAMMENDRAG

Ny prognosemodell for beregning av tidforbruk og kostnader blir presentert. Et eksempel på de nye mulighetene fullprofilboring gir planleggerne, blir vist.

SUMMARY

A new model for calculation of penetration rates and costs for full face tunnelling will be introduced. Tunnel boring opens new possibilities for the project designers. An example is shown.

GENERELT

Prosjektrapport 1/83

Den nye prognosemodellen blir utførlig behandlet i egen prosjektrapport *).

Rapporten gir metode og nødvendige data for å beregne tidforbruk og kostnader ved fullprofilboring av tunneler.

Geologiske parametre av betydning for inndrift og kostnader blir inngående behandlet. Boreprosessen med bryteningsmekanismer og borverktøyslitasje er beskrevet.

Rapporten omfatter også en kortfattet omtale av tverrsnittsforhold ved fullprofilboring samt en beskrivelse av bakstuffopplegg.

Rapporten er et ledd i en prosjektpakke om tunneldrift som omfatter følgende rapporter:

2-79 Tunneldrift - Prognoser
3-79 Tunneldrift - Kostnader
4-79 Tunneldrift - Store tverrsnitt
6-77 Haller i fjell
1-81 Sjaktdrift
1-83 Fullprofilboring av tunneler
4-83 Borbarhet. katalog over borsynkindekser
7-83 Fullprofilboring av vegtunneler

Gjennom disse prosjektene har vi ajourført og systematisert et betydelig materiale om tunneldrift til bruk ved:

- økonomisk dimensjonering
- valg av alternativ
- tidplanlegging
- kostnadsoverslag, anbudsregning, budsjettering og kostnadskontroll
- valg av drivemetode og utstyr

Bakgrunn

Rapporten er en videreføring av prosjektrapportene 1-76 og 1-79 Fullprofilboring av tunneler.

Prognosemodellen bygger på arbeidsstudier og statistikk fra tunneldrift i Norge og i utlandet. Erfaringsdata er bearbeidet og normalisert, og resultatene anses representative for velorganisert drift.

Prognosemodellen har vært under kontinuerlig utvikling siden 1975. I løpet av denne tiden har den vært gjennom flere faser:

- Prognosemodell for inndrifter og kostnader er utviklet på grunnlag av innsamlede data.
- Deretter er modellen kontrollert og justert mot data fra igangværende anlegg.
- Ved planlegging av en rekke tunnelanlegg har modellen vært anvendt for å beregne tidforbruk og kostnader ved fullprofilboring. Dette har gitt nyttig erfaring.
- De samme tunnelanlegg er så fulgt opp og har gitt nye erfaringer med ny justering av modellen som resultat.

Driften ved anleggene Brattset, Mosvik og Ulla-Førre, hvor fullprofilboring er anvendt under tildels meget krevende fjellforhold er kartlagt spesielt nøye. Det har gitt fundamental ny viten om fullprofilboring som er innarbeidet i prosjektrapport 1-83.

Fullprofilboring/konvensjonell drift

Det er stadig aktuelt å sammenligne konvensjonell drift og fullprofilboring av tunneler.

Slike sammenligninger må ta hensyn til tverrsnittsforholdene og omfatte både tidforbruk og de totale kostnader.

De totale kostnader omfatter foruten de direkte drivekostnadene, sikring, bunnrensk, bygging og drift av transportanlegg, telefon og el.kraft, brakker og hjelpeanlegg, andel generalkostnader og renter i byggetida. Kfr. eksempel i prosjektrapport 3-79 Tunneldrift - Kostnader, side 27.

De fleste poster varierer med drivemetoden, enten pga selve metoden (sikring, bunnrensk) eller på grunn av endret tidforbruk (drift av hjelpefunksjoner, renter i byggetida).

Stufflengden kan være lengre ved fullprofilboring enn ved konvensjonell drift pga økt drivehastighet og redusert ventilasjonsbehov. Dette gir mulighet for gunstigere planløsning, f.eks. ved sløyfing av tverrslag.

Av geologiske grunner kan det også være aktuelt å velge en annen trase ved fullprofilboring enn ved konvensjonell drift.

Det er viktig at metoden blir vurdert på et tidlig stadium i planleggingen - for at full nytte skal kunne dras av de gevinstmulighetene som ligger i bruk av fullprofilboring.

INNDRIFT

Netto inndrift

Netto inndrift er definert som meter tunnel boret pr time borhodet roterer med mating mot stuffen.

Nettoinndriften er avhengig av:

Fjellmassens egenskaper:	Maskinelle forhold:
- borbarhet, DRI	- matekraft
- oppsprekking	- kutterstørrelse
	- omdreiningstall

Disponibelt dreiemoment kan begrense inndriften.

Basisinndrift

Fig. 1 viser inntrengningen, i_b, i mm pr omdreining som funksjon av borsynkindeksen DRI og midlere matekraft pr kutter. Basisinndriften gjelder for fjell med oppsprekkingsklasse I og vinkel til tunnelaksen, $\alpha = 0^o$.

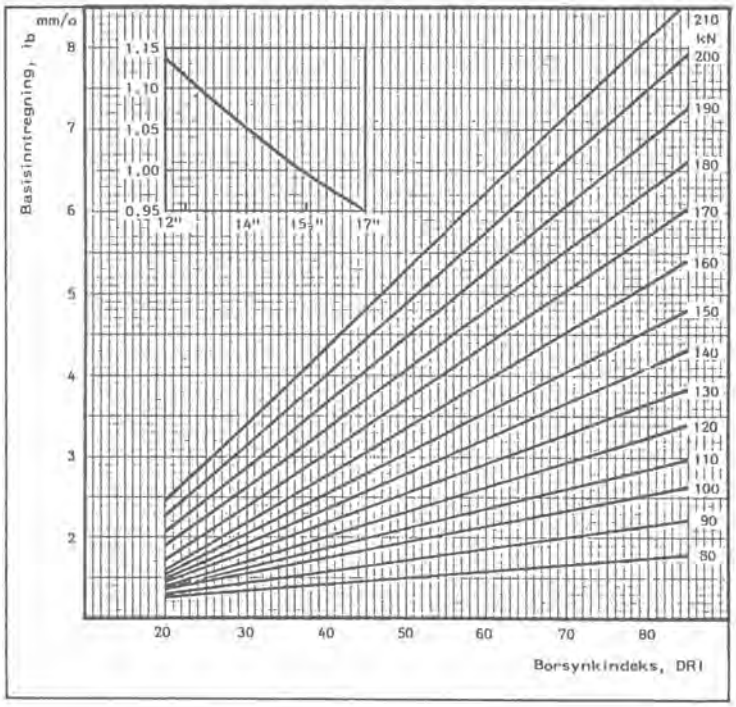


Fig. 1 Basisinntrengningen i_b i mm pr omdreining som funksjon av borsynkindeks DRI, brutto gjennomsnittlig matekraft pr kutteregg og kutterdiameter.

Korreksjon for oppsprukket fjell

Svakhetsflater i fjellmassen gir betydelige tilskudd til nettoinndriften ved fullprofilboring.

Med svakhetsfalter menes i denne sammenheng flater med liten eller ingen skjærfasthet langs flatene.

Betydningen av svakhetsflatene er avhengige av

Fjellforhold	Maskinelle forhold
svakhetsflatenes	- matekraftnivået
- type	- dreiemomentkapasitet
- frekvens	- kuttersporavstand
- orientering	- maskinens evne til å håndtere
bergartens	grovt borkaks eller blokker
- borbarhet	- generell soliditet mot slag
	og rystelser
	- maskindiameter
	- borhodets krumning
	- matehydraulikkens "stivhet"

Samspillet mellom fjellforholdene og de maskinelle forhold er omtalt i rapport 1/83.

Klassifisering av fjellets oppsprekking

Vi skiller mellom

1 Systematisk oppsprukket fjell
   - parallellorienterte sprekker og stikk
   - folilasjonsflater eller lagdelingsstikk
2 Markerte enkeltsprekker

Klassifisering av svakhetsflater omfatter:

- type svakhetsflater (mhp skjærfasthet)
  åpenhet, leirbelagt eller gjenfylt av mineraler.
  ruhet og planhet
  utholdenhet
- sprekkeavstand
- orientering til tunnelaksen

Oppsprekningsklasser (systematisk oppsprukket fjell)

For praktisk bruk ved kartlegging er oppsprekkingsgraden delt inn i klasser. I oppsprekningsklassene inngår både avstand mellom svakhetsflater og type svakhetsflater.

Sprekkeklassene

- omfatter gjennomsettende sprekker som kan følges rundt hele tunnelprofilet. De kan være åpne (f.eks. benking i granitt), leirbelagt eller belagt av svake/glatte mineraler, f.eks. kalkspat, kloritt o.l.

Stikklassene

- omfatter ikke gjennomsettende sprekker (kan bare delvis følges rundt tunnelprofilet).
- gjenfylte sprekker av middels skjærfasthet
- lagdelingstikk, f.eks. i glimmerskifter og glimmergneis

Oppsprekkingsklasse sprekker/stikk	Avstand mellom svakhetsflater
0	
0 - I	160 cm
I	40 "
II	20 "
III	10 "
IV	5 "

Fig. 2 Tabell over oppsprekkingsklasser.

Oppsprekningsklasse 0 er forbeholdt helt uoppsprukket fjell. Fjell med gjenfylte sprekker av hydrotermale mineraler som kvarts, epidot o.l. kan imidlertid nærme seg klasse 0.

Fig. 3 viser området for oppsprekningsgrad for ulike bergarter. Data er hentet fra borede tunneler i Norge.

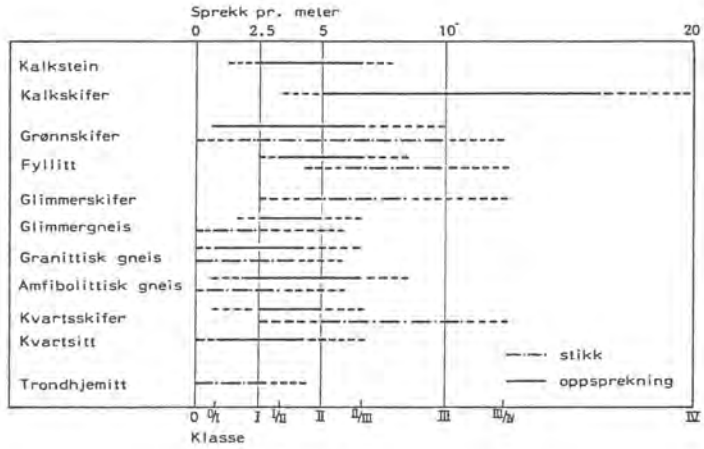
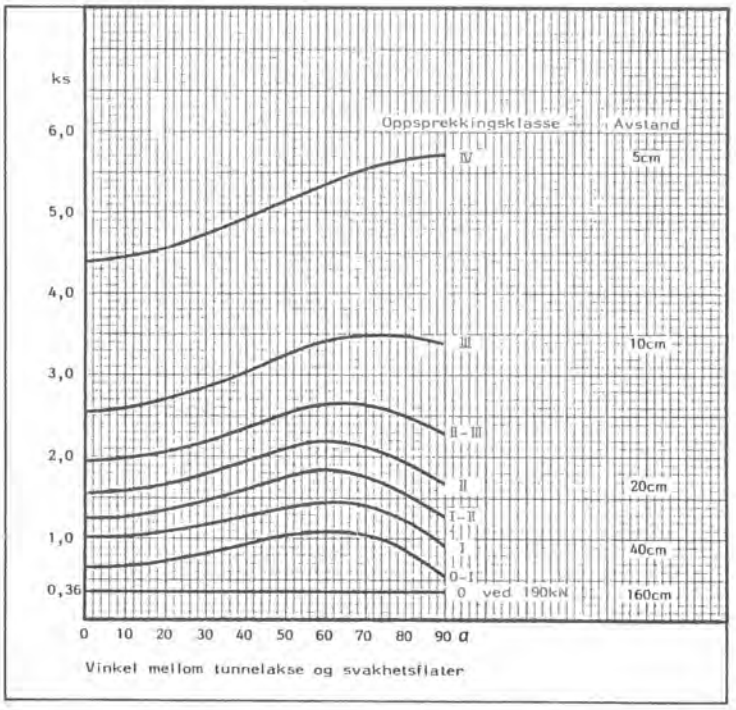


Fig. 3

Korreksjonsfaktor for oppsprekking

Fig. 4 viser korreksjonsfaktor ks som funksjon av sprekkeklasse og vinkel mellom tunnelakse og sprekkeretning. a) gjelder sprekker og b) gjelder stikk.

På grunn av den avgjørende betydning oppsprekkingen har på inndrift og kostnader, særlig i harde bergarter, er det viktig at sprekkekartleggingen gjøres omhyggelig. Slik kartlegging bør bare gjøres av personell som er trenet fra oppfølging i borede tunneler.



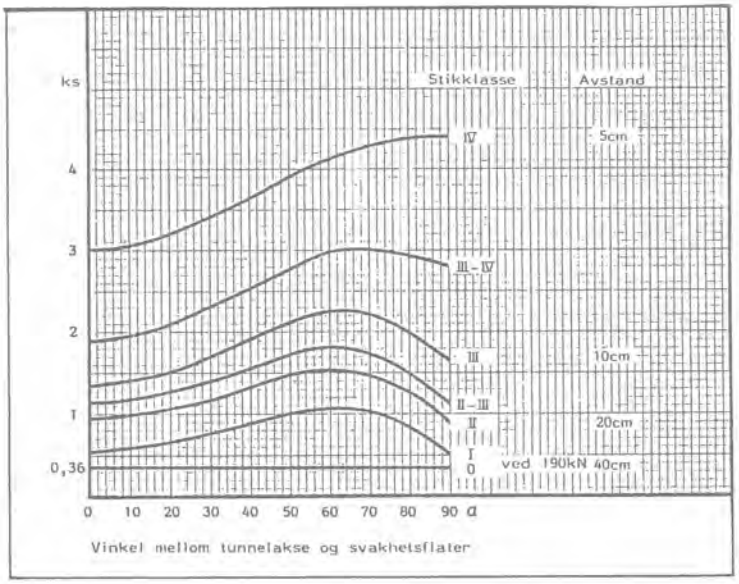


Fig. 4 Korreksjonsfaktor, k_s som funksjon av sprekkeklasse og vinkel mellom tunnelakse og sprekkeretning.
a) sprekker. b) stikk

Enkeltsprekker

Et typisk forløp ved boring gjennom en enkeltsprekk er vist i fig. 5.

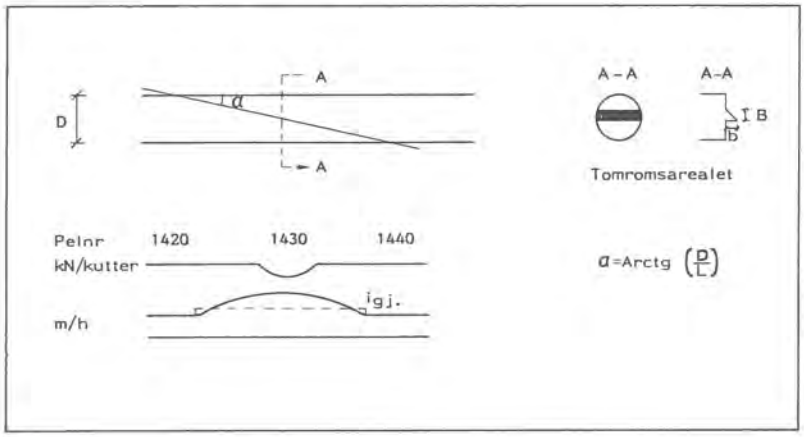


Fig. 5

Inndriftsøkningen skyldes en ujevn utbrutt stuff. Utfall skjer langs sprekkeplanet, og etterlater et "tomrom" i stuffen (kfr.fig. 5). Tomromsarealet er størst ved snitt A-A der sprekkens utstrekning er lik tunneldiameteren. Tomromsarealet fører til at enkelte kuttere mister kontakten med stuffen og derfor ikke kan ta last. Lasten overføres til de kuttere som fortsatt har kontakt med stuffen. Den effektive matekraften pr kutter øker og med økende matekraft vet vi fra inntrengningskurven at inndriften stiger.

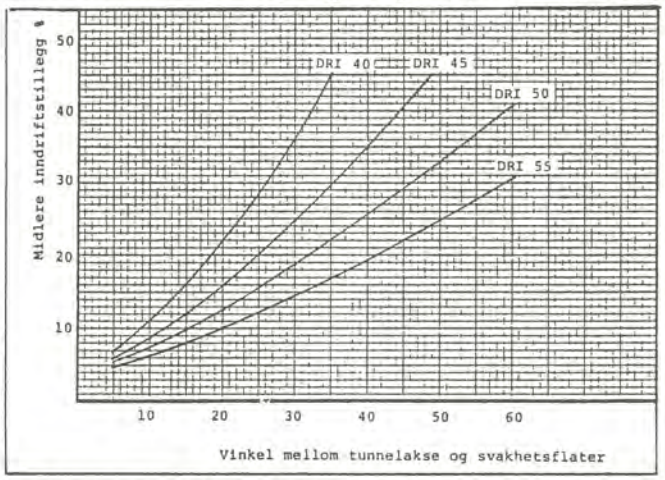


Fig. 6 Gjennomsnittlig inntrengningstillegg som funksjon av sprekkens orientering og bergartens borbarhet ved boring i enkeltsprekker.

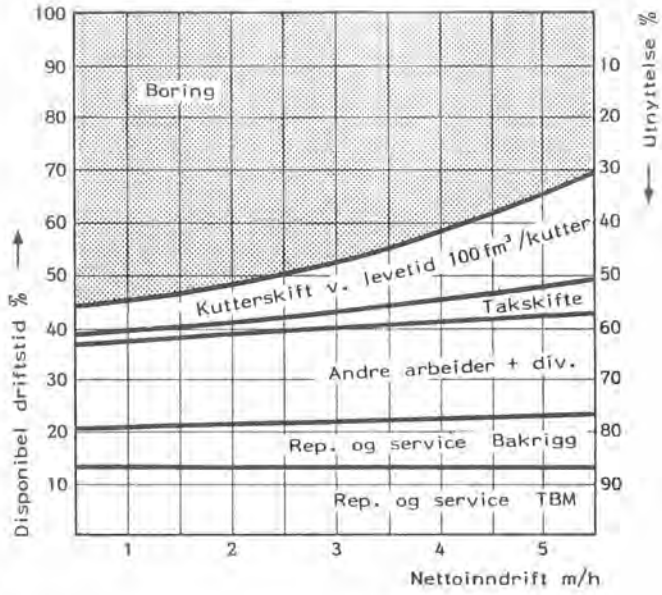


Fig. 7

Brutto inndrift

Brutto inndrift angis i m/uke, men er et middel for en lengre periode.

Brutto inndrift er avhengig av netto inndrift og antall boretimer i løpet av perioden (totalutnyttelsen).

Totalutnyttelse

Totalutnyttelsen er netto boretid i prosent av total driftstid.

I total driftstid inngår:

a. boring
b. takskifte inkl. påskråming (2-5 min pr gang)
c. inspeksjon og skifting av kuttere
d. service og reparasjon av TBM og bakrigg
e. venting på vagger
f. ventilasjon
g. skinnelegging (normalt ingen venting)
h. rep. skinnegang
i. elektriske anlegg
j. faring, skiftbytte
k. stikning (normalt ingen venting utenom boring i kurver)

Operasjonene a - d er knyttet til selve boreprosessen, mens e - k har sammenheng med det øvrige driftsopplegg i tunnelen.

Ved spesielt lange stuffer, > 8 km, vil operasjonene e - k normalt legge beslag på økende andel av disponibel driftstid.

Fig. 7 viser totalutnyttelsen for en 3,5 m TBM under forutsetning av at levetiden for kutterringer er 100 fm^3/kutter. Tid for kutterskift beregnes individuelt, se pkt. 2.

BORVERKTØY

I krevende fjell representerer forbruket av borverktøy en avgjørende kostnadsfaktor samtidig som tidforbruket ved skifte av kuttere er betydelig.

Prognosemodellen må derfor gi grunnlag for beregning av levetid på borverktøy både med tanke på inndrift og kostnader.

Forbruk av kutterringer utgjør opptil 50% av borverktøykostnadene. Det er derfor vesentlig å kunne forutsi levetiden på disse.

Kutterlevetidindeks CLI

Vi har utviklet en indeks for levetid av kutterringer "CLI" som er sammensatt av bergartens sliteevne på kutterstål AVS og bergartens motstandsevne mot inntrengning, Siever's-J-verdi.

Formelen for CLI er

$$CLI = 13{,}8\ (SJ/AVS)^{0{,}38}$$

Fig. 8 viser variasjonsområdet for CLI for ulike bergartstyper. Data er hentet fra borede tunneler i Norge.

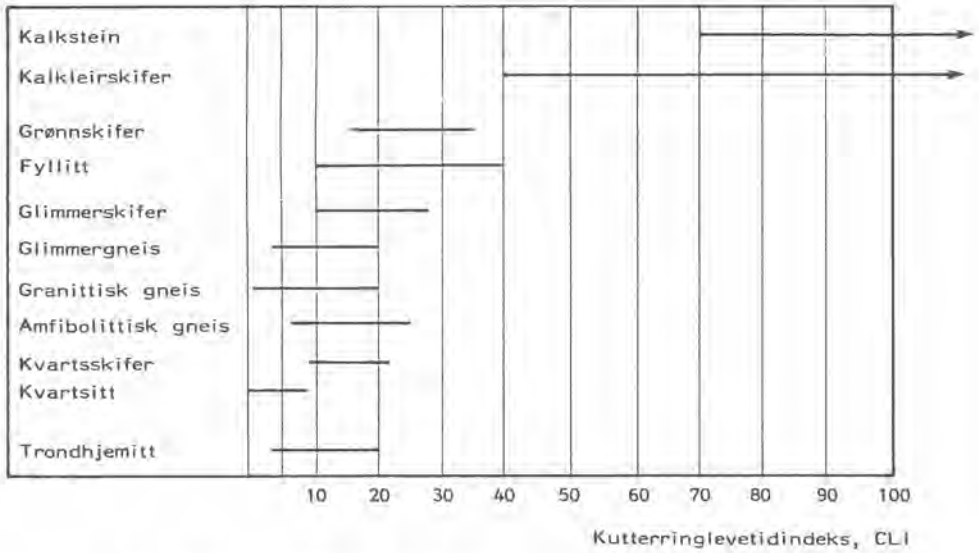


Fig. 8 Kutterringlevetidindeksen, CLI for ulike bergartstyper.

Levetid kutteringer

Fig. 9 viser midlere levetid i bortimer for kutterringer av stål som funksjon av kutterringlevetidindeksen.

Korreksjon for kvartsinnhold er vist på fig.10. For Q < 15% er antall observasjoner begrenset.

Kutterskift

Fig. 11 viser antall tunnelmeter som kan bores mellom hvert kutterskift som funksjon av levetid kutterringer og antall kuttere som må skiftes ut pr kutterskift.

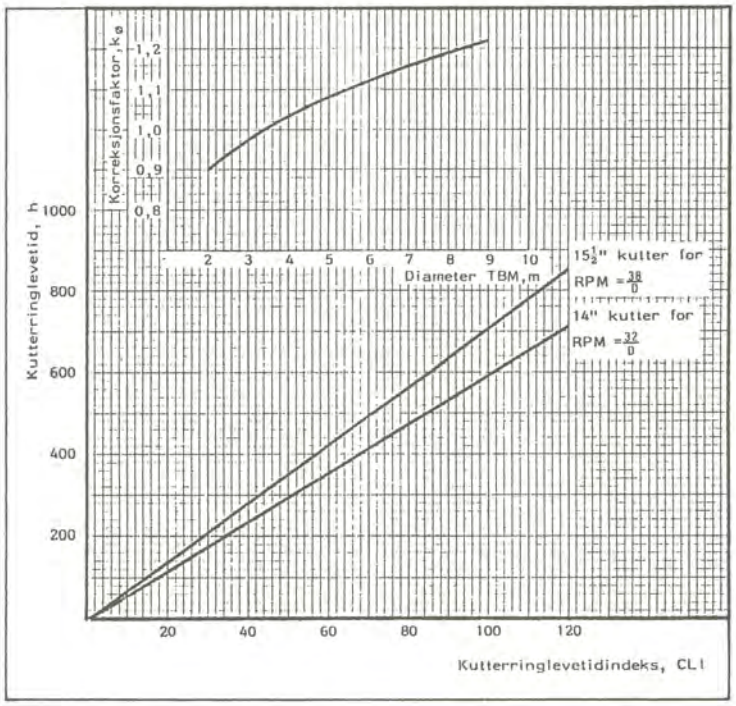


Fig. 9 Levetid kutteringer i bortimer som funksjon av CLI og kutterdiameter.

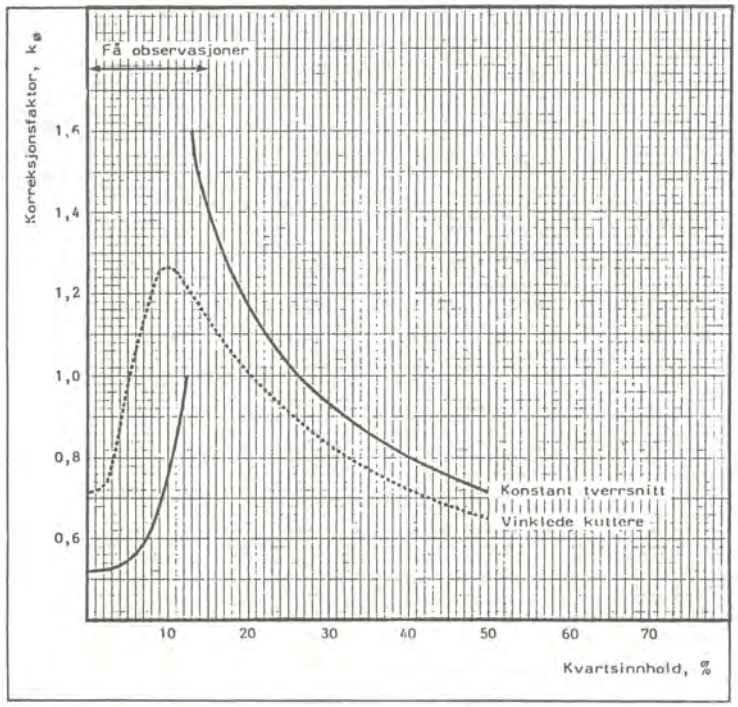


Fig. 10 Korreksjonsfaktor k_Q som funksjon av bergartens kvartsinnhold og kuttereggform.

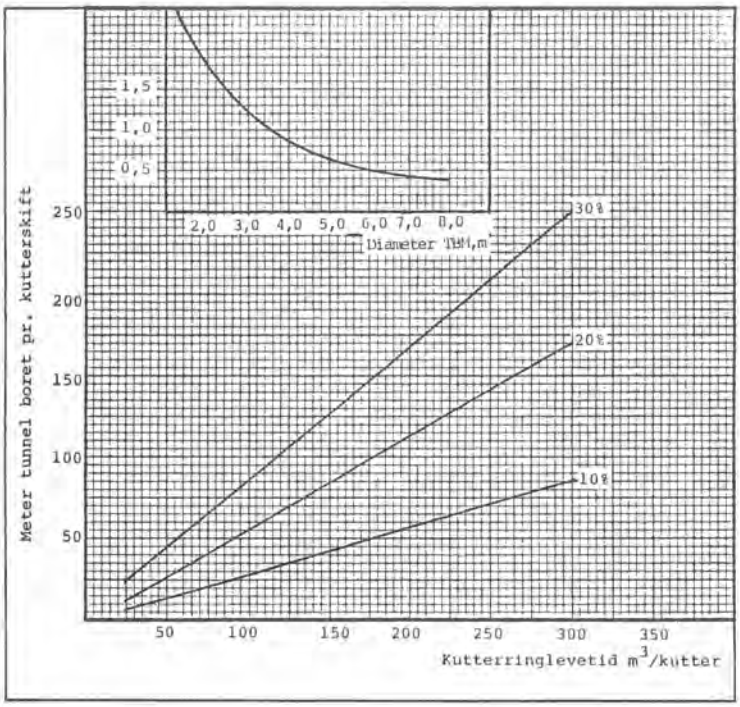


Fig. 11 Meter tunnel boret mellom kutterskift som funksjon av kutterringlevetid og gjennomsnittlig kutterutskiftningsprosent.

Borverktøykostnader

Fig. 11 viser hvordan borverktøykostnadene varierer med kutterringlevetidindeksen, CLI.

Kostnadene er gitt i kr pr time og kutter for 14" og 15,5" kuttere og normalt omdreiningstall. Korreksjonsfaktor for diameter TBM.

Diagrammet illustrerer hvor dramatisk borverktøykostnadene stiger med avtagende CLI, dvs. slitende bergarter med liten inntrengning.

En TBM med diameter Ø = 6 m med 45 kuttere vil i en kvartsitt med CLI = 5 forbruke borverktøy for $120 \cdot 45 \cdot 0{,}89 = 4\ 800$ kr/h.

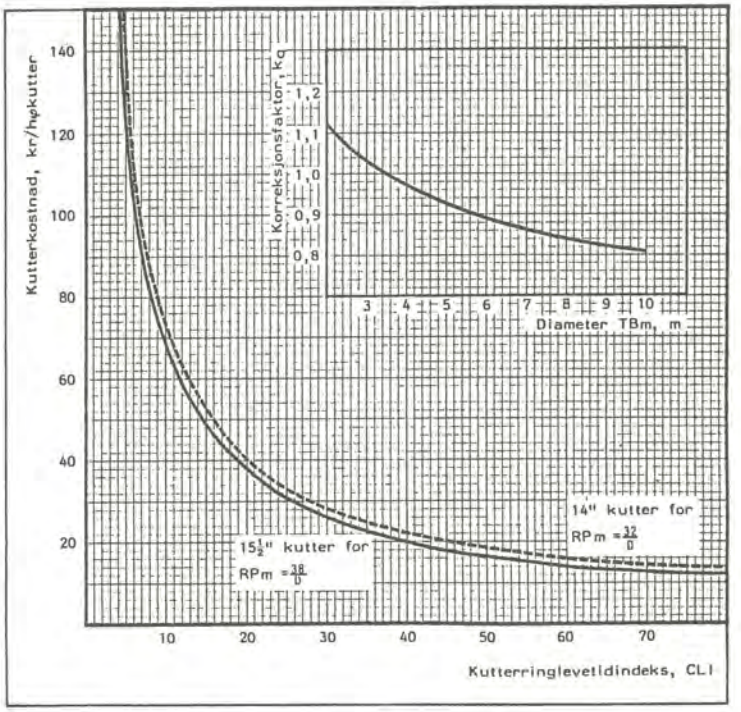


Fig. 12 Borverktøykostnader, K som funksjon av CLI og kutterdiameter.
Korreksjonsfaktor for diameter TBM.

KOSTNADER

Rapport 1/83 inneholder metode og komplette data for kostnadsregning. Her vises bare kostnadene ved selve bormaskinen eks. borverktøy som funksjon av netto inndrift og tunneldiameter. En ser at kostnadene er meget inndriftsavhengige dvs. avhengig av fjellets borbarhet (fig. 13).

PLANLEGGINGSEKSEMPEL

Bruk av fullprofilboring gir planleggerne nye muligheter. Et eksempel på dette er i Holandsfjord kraftverk, fig. 14.

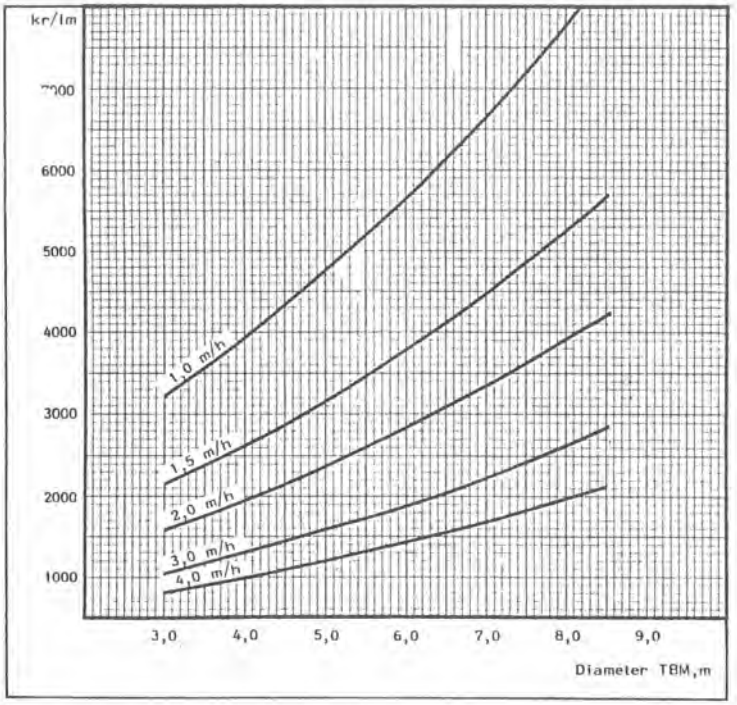

kr/lm
7000
6000
5000
4000
3000
2000
1000
1,0 m/h
1,5 m/h
2,0 m/h
3,0 m/h
4,0 m/h
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
Diameter TBM,m

Fig. 13

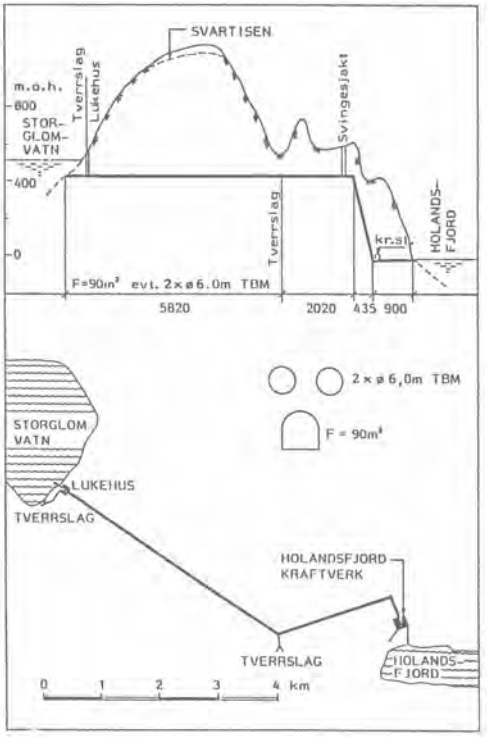

SVARTISEN
m.o.h.
800
400
0
STOR-
GLOM-
VATN
Tverrslag
Lukehus
Svingesjakt
Tverrslag
kr.sil
HOLANDS-
FJORD
F=90m² evt. 2×ø6.0m TBM
5820
2020
435
900
2 × ø 6,0m TBM
F = 90m²
STORGLOM
VATN
LUKEHUS
TVERRSLAG
HOLANDSFJORD
KRAFTVERK
TVERRSLAG
HOLANDS-
FJORD
0
1
2
3
4 km

Fig. 14.

Holandsfjord kraftverk

Holandsfjord kraftverk er det største prosjektet i Svartisutbyggingen, med en installasjon på 2 x 300 MW og midlere årsproduksjon på 2077 GWh/år.

Tilløpstunnelen er 7040 meter lang med et tverrsnitt på 80 - 90 m^2 konvensjonelt. Den er tenkt drevet fra to tverrslag. Ett tverrslag i lia overfor stasjonsområdet, og ett tverrslag ved inntaket på Storglomvatn. Tverrslag Storglomvatn er nødvendig for å komme til lukemontasjen på et rimelig tidlig tidspunkt. Dette tverrslaget blir "kritisk veg", på terminplanen fordi en er avhengig av vegbyggingen opp til Storglomvatn. Tverrslaget ligger i et svært værhardt og ugjestmildt område.

De geologiske forholdene i området er ugunstige for konvensjonell tunneldrift. Berggrunnen består for det meste av glimmerskifer med dårlig fasthetsegenskaper. Stort tverrsnitt og antatt høyt bergtrykk tilsier derfor betydelige sikringskostnader. For å redusere byggetida og sikringskostnadene er det vurdert å fullprofilbore tunnelen.

Det store tverrsnittet (ca 8 m Ø TBM) er i utgangspunkt ugunstig for boring. En kan imidlertid tenke seg følgende løsning: Tverrsnittet deles i to og en tunnel av gangen bores fra tverrslag Holandsfjord. Bergart og oppsprekking tilsier høy ukeinndrift (over 100 m i uka ved 3 skifts drift) slik at en har tid til å utføre lukemontasje etter endt boring. Dermed kan en sløyfe tverrslaget ved Storglomvatn. Tunnelen kan så settes i drift mot det første aggregatet som i mellomtiden er montert. Tunnel nr 2 kan så bores mens det andre aggregatet installeres.

En sammenstilling av resultatene er vist nedenfor:

<u>Optimalt tverrsnitt</u>

Konvensjonell drift	F = 87 m^2
Fullprofilboring	2 x Ø 6,1 m TBM

<u>Byggetid</u>

Konvensjonell drift:		5,5 år (begge agg.)
Fullprofilboring	:	3,2 år (agg. 1)
	:	4,9 år (agg. 2)

Kostnader

	Konvensj. F = 87 m^2 mill. kr	Fullprof. 2 x 6,1 m mill. kr
Tverrslag Holandsfjord		
Rigging, vegbygging, tverrslag	15,2	18,1
Driving	57,6	81,2
Sikring	15,0	3,9
Tunnel mot trykksjakt begge alt. F = 90 m^2	25,8	25,8
Lukemontasje	-	2,3
Tverrslag Storglomvatn		
Rigging, vegbygging, tverrslag, lukesjakt, lukemontasje	22,0	
	139,6	131,3
Generalomkostninger	51,6	47,4
Rente i byggetida	35,6	19,9
Anleggskostnader	222,8	198,6
Falltapskostnader	48,0	33,0
Totale kostnader	270,8	231,6

Vi ser altså at fullprofilboring faller gunstigst ut både med hensyn på tidforbruk, anleggskostnader og falltapskostnader.

*) Prosjektrapport 1-83 Fullprofilboring av tunneler, Universitetet i Trondheim, Norges tekniske høgskole, Institutt for anleggsdrift - Geologiske Institutt.

Rapporten er utarbeidet av en prosjektgruppe ved Institutt for anleggsdrift bestående av sivilingeniørene Arne Lislerud, Steinar Johannessen, Amund Bruland, Tore Movinkel og dosent Odd Johannessen.

SAMMENLIGNING AV MILJØFORHOLD VED FULLPROFILBORING OG TUNNELSPRENGNING

A comparison of the environmental conditions at tunnelling boring machines and conventional tunnel blasting

Dr.ing. Tom Myran
Forskningslaboratoriene, Institutt for gruvedrift, NTH

SAMMENDRAG

En av fordelene med fullprofilboring er det generelt bedre arbeidsmiljø. Man har eliminert den konvensjonelle tunnelsprengningens dominerende miljøbelastninger sprenggass og dieselavgass, samtidig som behovet for rensk og risikoen for fallende stein er redusert. Andre miljøfaktorer som støv, støy, vibrasjon, varme og ensformighet har derimot kommet sterkere i fokus.

Dagens fullprofilmaskiner representerer første generasjons utstyr. Bedringen i arbeidsmiljø må derfor forventes å bli relativt større her enn ved konvensjonell tunneldrift de nærmeste årene.

SUMMARY

Use of tunnelling boring machines (TBM) have eliminated the dominant environmental problems, blasting fumes and diesel exhaust, besides that the need for scaling and the risk of falling rocks are reduced. Instead have other environmental factors like dust, noise, vibration and heat become more dominant.

To-days TBM's represent the first generations of such equipment, therefore the improvement in work environment the next years is believed to be better for TBM's than for the conventional tunnelling methods with blasting.

INNLEDNING

Anleggsarbeid under jord har tradisjonelt blitt oppfattet som belastende i arbeidsmiljøsammenheng. Dette gjenspeiles delvis i yrkesskadestatistikkene. Støy, støv, gass, sot, oljetåke, vibrasjoner, blokkfall, ubekvemme arbeidsstillinger, dårlige lys- og siktforhold, eksplosjonsfare og "trafikkulykker" er miljøpåkjenninger som er karakteristiske for tunnelarbeidere.

Anleggssektoren kjennetegnes av en meget høy og stigende mekaniseringsgrad. Utviklingen skjer dels ved kapasitetsøkning for nåværende utrustning, dels ved innføring av ny teknologi som erstatter eksisterende. Det er her viktig å understreke betydningen av at den ønskede tekniske utvikling blir balansert av nødvendige tiltak på arbeidsmiljøsiden. I motsatt fall vil dette resultere i en negativ utvikling, der visse grupper arbeidstakere blir mer utsatt enn andre. Dagens forebyggende arbeidsmiljøproblematikk under jord dreier seg ikke om å finne nye problemer, men om hva man skal gjøre med de man har.

I dette foredraget vil bli gitt en summarisk oversikt og en sammenligning av de viktigste arbeidsmiljøfaktorer knyttet til konvensjonell tunneldrift med sprengning og fullprofilboring. Sammenligningene er foretatt på bakgrunn av målinger i driftssituasjon og samtaler med et utvalg tunnelarbeidere på 19 tunnelanlegg (herav 9 fullprofilstuffer og 10 konvensjonelle stuffer).

PROBLEMDEFINISJON - ARBEIDSMILJØ

Arbeidsmiljøfaktorene er etter sin art inndelt i tre grupper:

1. Risiko for ulykker (yrkesskaderisiko),

   dvs. mekaniske skader direkte forårsaket av en ulykke. Eks.: Blokkfall, eksplosjon (boring i sprengstoff), snuble/klemskader, "trafikkulykker".

2. Arbeidshygienisk risiko (helserisiko),

   dvs. helseskader knyttet til langtidsvirkningser av luftforurensninger, giftige stoffer, lys, støy, vibrasjoner etc. Eks.: Silikose, hørselskade, "hvite fingre", synsforstyrrelser, allergi/eksem.

3. Ergonomisk belastning (belastningsskader),

   dvs. skader som har sammenheng med arbeidets tyngde, ensidige arbeidsstillinger og bevegelser, statisk belastning o.l. som gir trøtthet, slitasjeskader eller psykiske problemer av ulike slag.

De faktorer som påvirker personsikkerheten er i videste forstand av svært forskjellig karakter. Årsaksforholdene

kan være kompliserte, og det kreves ofte en høy teknisk og medisinsk kunnskap for å kunne iverksette riktige tiltak.

Ad. 1. Risiko for ulykker (yrkesskaderisiko).

Denne uhellstype dominerer skadestatistikken, men er redusert de senere år som følge av bedre metoder og bedre teknisk utrustning, på tross av den store effektøkningen. Dette må bl.a. sees i sammenheng med at operatørene ved bl.a. bor- og lasteoperasjoner er flyttet fra fronten/stuffen og til en relativt sikker plass på maskinen.

Utviklingen innen boringsteknikken, fra knematerdrift til riggboring, presisjonsboring for slettsprengning med langsomme sprengstoff og fullprofilboring har redusert behovet for rensk, og har i tillegg gitt en generell sikkerhetsmessig fordel.

Alvorlige ulykkestilbud som boring i sprengstoff, ulykker ved uriktig håndtering av sprengstoff eller ukontrollert tenning, er eliminert ved overgang til fullprofilboring. Hyppigheten av blokkfall under rensk/forsterkningsarbeide og lastearbeid på stuff er også redusert. Trafikkuhell, rygge- og klemskader er mer sannsynlig på bakstuff ved konvensjonell drift og skinneløs drift enn på bakstuff fullprofilboring.

En fullprofilmaskin er i sin konstruksjon relativt trang og kompakt, med gjennomgående belter for massetransport. Der gangbaner langs maskinen finnes, er som regel disse smale og delvis også glatte. På tross av dette synes snuble/klemskader å representere et mindre ulykkestilbud enn man skulle tro, noe som kan forklares ved en relativt brukbar maskinbelysning.

Ad. 2. Arbeidshygienisk risiko (helserisiko).

Tunnelarbeidsplasser adskiller seg fra arbeid i dagen spesielt ved:

- dårligere lysforhold
- høyere luftfuktighet
- ujevne temperaturforhold
- mer søle og slam

Som følge av arbeidsprosessen oppstår luftforurensninger:

- støv
- gass (sprenggass/dieselavgass)

I tillegg må nevnes høyt støynivå, spesielt fra trykkluft borutstyr, samt uheldige vibrasjonsforhold.

Støv.

Alle typer støv kan i tilstrekkelig konsentrasjon medføre ubehag, eller over lengre tid (10-20 år) være årsak til lungeskader. Risikoen for silikose er i dag redusert. Men fortsatt må stilles strenge krav til tiltak for støvdempning, pga. at man håndterer stadig større mengder kvartsholdig materiale pr. tidsenhet ettersom mekaniseringsgraden øker, samtidig som tendensen er reduksjon i de administrative normverdier (grenseverdier) for støv.

Sprenggasser.

Enkelte gasskomponenter (spesielt nitrøse gasser og kulloksyd) som finnes i skyteproppen etter sprengning, representerer en meget alvorlig forurensning for de som må passere gjennom. Flere dødsulykker som kan tilbakeføres til skyteproppen har skjedd både på tunnelanlegg og i gruver. Gassammensetningen varierer til dels betydelig avhengig av om det brukes nitroglycerinholdige sprengstoffer av dynamittype eller ammoniumnitrat/olje (ANFO). Nitroglycerin kan ved inhalering eller hudkontakt gi hodepine. ANFO inneholder ikke nitroglycerin. Hyppigheten av hodepine under f.eks. rensk på røysa etter sprengning er redusert ved bruk av ANFO.

Røysa kan inneholde betydelige mengder sprenggass, spesielt kulloksyd og sprengolje (nitroglycerin) som frigis ved utlasting. Særlig de som rensker på røysa før og under lasting er utsatt for denne type forurensning.

I dagens tunnelanlegg er det i praksis umulig å fortynne sprenggassene ned til et akseptabelt nivå før proppen når ut til dagen.

Sikt.

Sikten i skyteproppen er i verste fall så dårlig at en hodelampe ikke sees på mer enn et par meters hold.

En bedring av siktforholdene betyr økt trafikksikkerhet, raskere utlasting og derved hurtigere inndrift.

Dieselavgasser.

Lasting og transport skjer ved dagens konvensjonelle tunneldrift i stor grad med dieseldrevet utstyr, som tilfører arbeidsmiljøet store mengder gass og sot. Under normale driftsforhold tilføres 30-50 m^3 avgass pr. kg drivstoff. Mengden helseskadelige komponenter av dette vil avhenge av motortype, driftsmåte, drivstofftype, klimatiske forhold (barometertrykk, temperatur, luftens surstoffinnhold), service og ved-

likehold. Stadige vekslinger i motorens effektuttak, som f.eks. ved lasting, gir økte konsentrasjoner av helseskadelige avgasskomponenter.

Dieselavgassenes innhold av væskedråper, sot og andre partikler vil kunne føre til nedsatt sikt.

Støy.

Støy er en meget belastende miljøfaktor. Risikoen for hørselskade er stor ved tunnelarbeid dersom det ikke benyttes riktig vern mot støyen.

Ved fullprofilboring har man fått bort de høye støytoppene som er karakteristisk ved spesielt trykkluftboring. Men pga. den vedvarende og monotone støyen vil det ekvivalente støynivå for fullprofiloperatører over skiftet ofte bli høyere enn snittnivået ved konvensjonell drift.

Diverse.

Overgang fra trykkluftrigger til elektrisk/hydrauliske borrigger og fullprofilmaskiner har eliminert problemet med oljetåke i luften.

Effektøkninger innen boring, lasting og transport kan føre til vibrasjoner og rystelser som på sikt kan medføre skader i nyrer og rygg.

I forbindelse med injisering og støpearbeider benyttes stoffer som kan gi ubehag i luftveiene eller føre til allergi og eksem. Reaksjoner i fuktig miljø mellom ammoniumnitrat i sprengstoffer og basiske komponenter i sement brukt til forsterkningsarbeider og injisering kan danne ammoniakkgass, som er meget ubehagelig.

Tiltak.

Dieseldriften som dominerende kraftkilde for maskinparken under jord ved konvensjonell tunneldrift er under vurdering. Ulike former for eldrift diskuteres. På sprengningssiden forsøker man å utvikle sprengstoff som er mindre helseskadelige, dels ved å utelate visse komponenter, dels ved å forandre sammensetningen slik at man får en mer fullstendig forbrenning.

For det daglige arbeidet under jord er luftens kvalitet av største betydning, derfor må ventilasjonen hele tiden tilpasses nye situasjoner og betraktes som en integrert del i produksjonen.

På støvsiden vil fortsatt demping med vann være av avgjørende betydning for et tilfredsstillende miljø. Ved fullprofilboring må i tillegg benyttes former

for støvavsug. Bruk av turbofilter synes mer effektivt, og er også mindre energikrevende, enn støvavsug og bruk av vannscrubber.

På støy- og vibrasjonssiden er det, spesielt innen fullprofilboring, grunn til å vente betydelige miljøforbedringer knyttet til former for innkapsling og teknisk dempning.

Ad. 3. Ergonomisk belastning.

Den fysiske tyngde for arbeidsoperasjonene boring, lasting og transport er blitt betydelig redusert i takt med mekaniseringen. Men visse arbeidsmomenter kan fortsatt være meget belastende. Dette kan f.eks. ha sammenheng med dårlig plasserte manøverspaker, dårlige stoler o.l. på utstyr, noe som kan gi urimelig arbeidsbelastning.

Bakstuffarbeider som skinne-, rør-, el- og ventilasjonsarbeider vil kunne gi topper med høy arbeidsbelastning. Det samme gjelder også ulike typer reparasjonsarbeider, f.eks. inspeksjon og kutterskift ved fullprofilboring. Enkelte arbeidsoperasjoner oppfattes som mer monotone, ensformige og derfor mindre "givende" enn andre. Eksempelvis oppfattes miljøelementene utfordring, fantasi, initiativ, lederfunksjon å være mindre fremtredende ved fullprofilboring enn ved konvensjonell tunneldrift. Flere hevder at konvensjonell tunneldrift er mer stressende men allikevel mer givende enn fullprofilboring, noe som må sees i sammenheng med de nevnte miljøelementer.

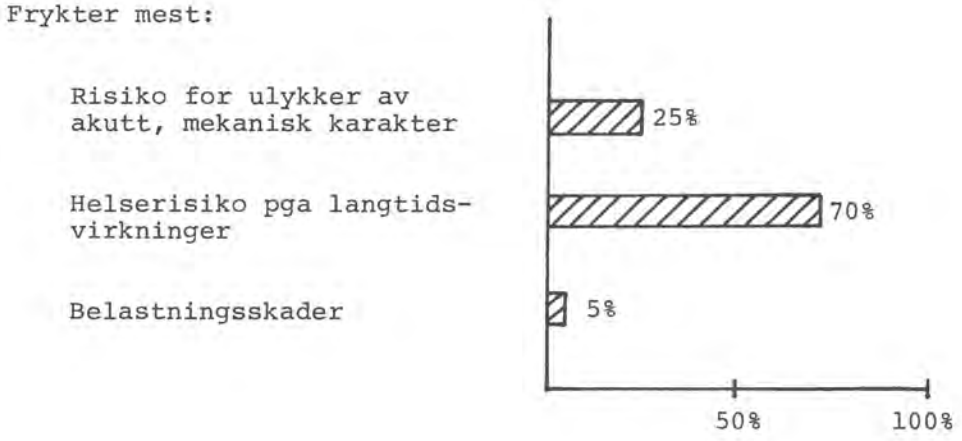
OPPLEVD RISIKO

På bakgrunn av samtaler med et utvalg tunnelarbeider på ca. 20 tunnelanlegg (9 fullprofilstuffer og 10 konvensjonelle stuffer) er foretatt en opplisting og prioritering av miljøfaktorer etter opplevd risiko og belastning. I fig. 1 er vist den type risiko knyttet til arbeidsmiljøet som fryktes mest.

Kommentarer til fig. 1:

- Mange frykter det helseskadelig arbeidsmiljø vesentlig mer enn risiko for ulykker og belastningsskader. Dette har spesielt sammenheng med usikkerhet omkring langtidsvirkninger av særlig dieselavgasser (gass, sot), men også sprenggasser og støv.

- Man har inntrykk av at det arbeides mer med det helseskadelige arbeidsmiljø enn med det grunnleggende sikkerhetsarbeid. Dette oppfattes av flere som en konsekvens av arbeidsmiljøloven men også av de tildels meget dramatiske presentasjoner om uheldige langtidsvirkninger av ulike stoffer, i presse og massemedia.



FIGUR 1. Type risiko som er mest fryktet.

PROBLEMSKAPENDE FORHOLD

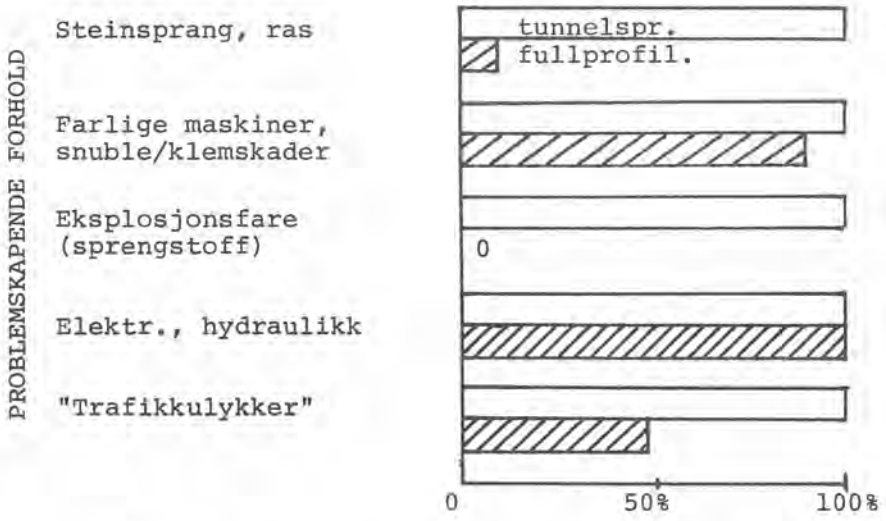
I fig. 2 er vist hvordan man opplever risikoen for ulykker (yrkesskaderisikoen) ved konvensjonell tunneldrift og fullprofilboring. Risikoen ved konvensjonell tunneldrift er her satt lik 100%, og risikoen ved fullprofilboring angitt %-vis i forhold til dette. Dette betyr eksempelvis at et %-tall over 100 for fullprofilboring betyr en dårligere arbeidsmiljøstandard og et tall under 100% en bedre arbeidsmiljøstandard enn for konvensjonell tunneldrift.

I fig. 3 og 4 er vist hvordan den arbeidshygieniske risiko (helserisiko) resp. den ergonometriske belastning (belastningsskader) oppleves ved henholdsvis konvensjonell tunneldrift og fullprofilboring. I fig. 5 er oppfatningen av de problemskapende forhold i tilknytning til arbeidsmiljøet ved de to driftsmåter trukket sammen i en konklusjon.

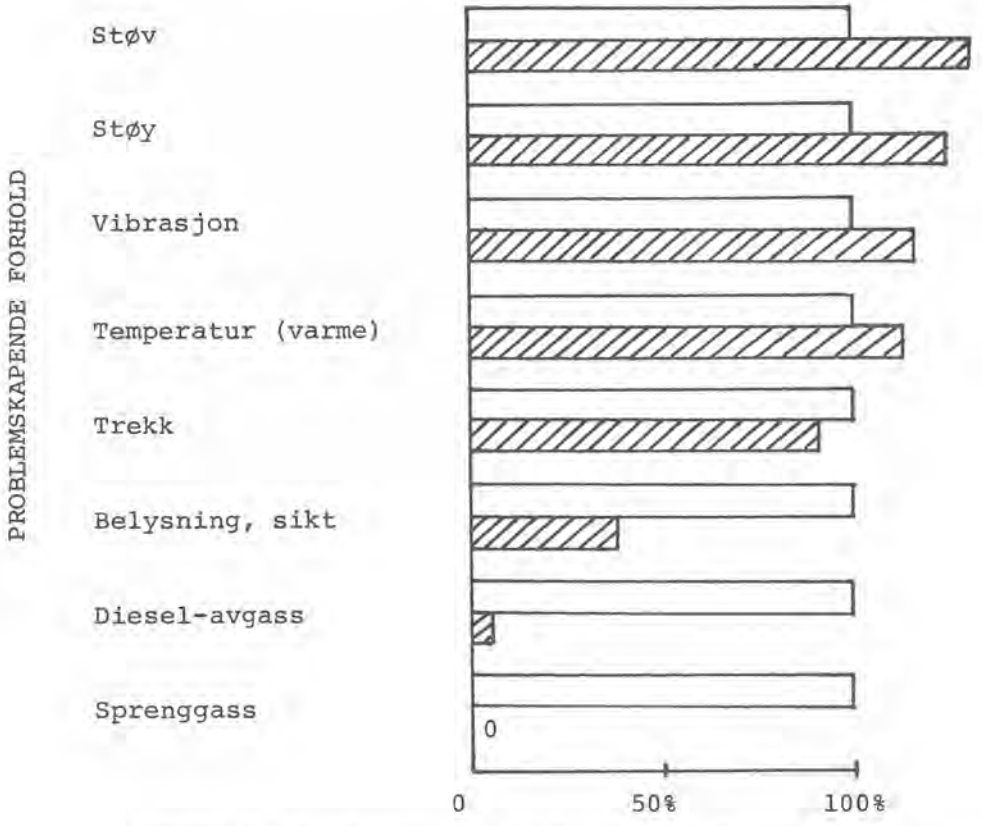
Sammenligningene som er forsøkt anskueliggjort ved hjelp av stabeldiagrammer i fig. 2 til 5 er forenklet. Man må her være oppmerksom på at opplevelsen av risiko og belastning selvfølgelig vil være forskjellig fra operatører på stuff og bakstuff, avhengig av arbeidsoperasjonenes art.

PRIORITERING AV MILJØFAKTORER

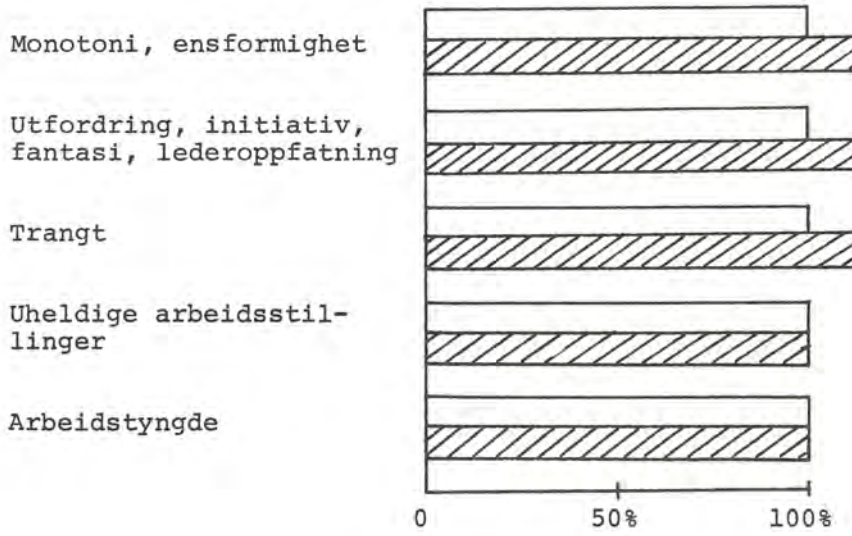
I tabell 1 er vist prioritering av de fem viktigste miljøfaktorer de spurte tunnelarbeiderne ga etter opplevd risiko og belastning. Videre er også i uprioritert rekkefølge tatt med andre miljøfaktorer som ble nevnt.



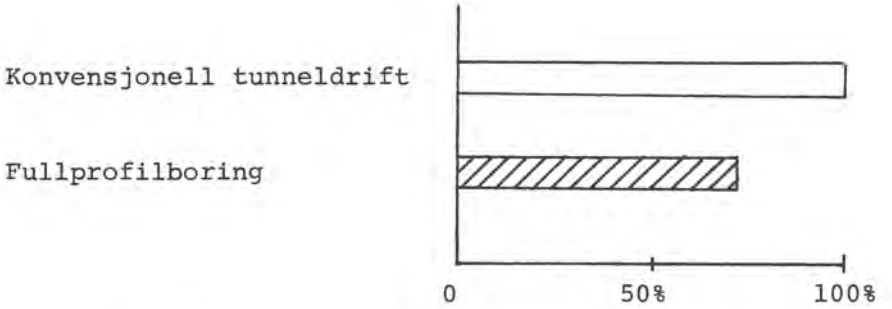
FIGUR 2. Oppfatning av risiko for ulykker (yrkesskaderisiko).



FIGUR 3. Oppfatning av helserisiko (senskader).



FIGUR 4. Ergonomisk belastning (lastskader).



FIGUR 5. Problemskapende forhold i arbeidsmiljøet. Sammenfatning.

Kommentar til fig. 5:

Fullprofilmaskiner representerer 1.generasjons utstyr. Bedringen i arbeidsmiljø må derfor forventes å bli relativt større her enn for konvensjonell tunneldrift i de nærmeste årene.

Prioritert rekkefølge	Konvensjonell tunneldrift	Fullprofilboring
1	Dieselavgass	Støv
2	Sprenggass, ladd	Støy
3	Støy	Vibrasjon
4	Støv	Monotoni, ensformighet
5	Belysning, sikt	Temperatur (varme)
	Blokkfall, ras	Trekk
	"Trafikkulykker"	Snuble/klemskader
	Snuble/klemskader	
	Trekk	Reduserte krav til
	Oljetåke	fantasi, initiativ,
	Eksplosjonsfare, sprengstoff	lederegenskaper
	Høy el.spenning/ hydraulikk	Enkelte uheldige arbeidsstillinger og
	Lading, hodepine	tunge løft
	Klima, temperatur, fuktighet	

Tabell 1. Prioritering av miljøfaktorer.

KONKLUSJON

Fullprofilboring representerer et stadig mer aktuelt alternativ til konvensjonell drift av tunneler med sprengning. Utviklingen innen fullprofilboringen går mot større diameter, større fremdrift, og mulighet for boring i hardere bergarter.

Fordelene med fullprofilboring ligger i redusert sikringsarbeide, bedre inndrift, mindre falltap og bedre arbeidsmiljø. Ulempene er den store investeringen, og lengre og dyrere riggtid.

Med fullprofilboring har man eliminert dominerende miljøbelastninger som sprenggasser og dieselavgasser, samtidig som behovet for rensk og risikoen for fallende stein er redusert. Med på kjøpet har man imidlertid fått andre miljøproblemer som støv, støy, vibrasjon, varme, dessuten er arbeidsplassen ved små maskiner trang, med mye balansegang som kan føre til bl.a. snuble- og klemskader.

Den generelle fysiske arbeidstyngden både ved konvensjonell tunneldrift og fullprofilboring er blitt betydelig lettere i takt med mekaniseringsgraden, selv om man fortsatt ved skinne-, rør-, el- og ventilasjonsarbeider vil ha topper med høy arbeidsbelastning.

Arbeidsmiljøet ved bakstuffarbeider har helt entydig blitt bedre ved fullprofilboring sammenlignet med konvensjonell tunneldrift. Dette skyldes ikke minst at miljøfaktorene dieselavgass og sprenggass er eliminert.

Fullprofilboring oppfattes av flere som et mer monotont, ensformig og derfor mindre "givende" arbeid, hvor miljø-elementene utfordring, fantasi, initiativ, intellekt, lederegenskaper er mindre fremtredende enn ved konvensjonell tunneldrift.

Dagens fullprofilmaskiner representerer 1. generasjons utstyr, med for enkelte maskiners vedkommende åpenbare mangler på miljøsiden. Satt på spissen synes noe av utstyret å være konstruert for land hvor det ikke blir stilt krav til arbeidsmiljø.

Ved nybestillinger av fullprofilutstyr i dag, bør det være en selvfølge at man overfor maskinleverandør spesifiserer sine minimumskrav til arbeidsmiljøstandard. Dette gjelder spesielt spesifikasjoner i tilknytning til miljøfaktorene støv, støy, vibrasjon og temperatur, men også for eksempelvis mobilitet og rekkevidde for løfteinnretninger. Gjøres dette vil man i årene som kommer få oppleve en markant forbedring av det arbeidsmiljø man i dag oppfatter som representativt for fullprofilboring.

FALLTAP OG SPRENGINGSMETODER

Head losses - blasting methods.

Siv.ing. Amund Bruland, Inst. for anleggsdrift, NTH.

SUMMARY

A research project on head losses in rock tunnels started in 1982. The main object of the project is to obtain a better basis for hydraulic design of rock tunnels. As a part of the project, the Division of Construction Engineering at NTH, has studied 28 tunnels. Cross sections, drilling and blasting data and geological data have been registered.

We are now prossesing the great amount of data to determine the essential factors which influence the hydraulic roughness of rock tunnels.

INNLEDNING

Etter initiativ fra Vassdragsregulantenes forening ble det i 1982 satt igang et forskningsprosjekt omkring falltap i kraftverkstunneler.

Fra NTH/SINTEF i Trondheim deltar Vassdrags- og Havnelaboratoriet (VHL) og Institutt for anleggsdrift (IAD).

MÅLSETTING

Prosjektet har som målsetting

1. å skaffe et bedre dimensjoneringsgrunnlag for kraftverkstunneler
2. å registrere de anleggstekniske faktorer, f.eks. borplan, salvemerking, sprengstofforbruk og sprengstofftype, som påvirker ruheten
3. å registrere de geologiske faktorer f.eks. strøk/fall sprekker, sprekkeavstand og bergart, som påvirker ruheten

4. å foreta tekniske/økonomiske vurderinger av tiltak for å minske ruheten
5. å framskaffe materiale som skal kunne brukes av byggherren til å underbygge anbudsspesifikasjoner og kontrollere kontraktsvilkår
6. å gi utførende entreprenør et verktøy til å forbedre tunneldrifta

PROSJEKTSTATUS VED IAD

Instituttet foretok i 1982 en omfattende innsamling av data fra i alt 19 anlegg. Det er registrert data fra i alt 28 vann-, veg- og jernbanetunneler.

De 28 tunnelene er fotoprofilert og kartlagt mhp. geologi og sprengingsresultat. Anleggstekniske data mhp. boring, lading og sprenging er innsamlet og delvis systematisert.

Tunnelene er fotoprofilert med 20 m profilavstand. I tillegg er utvalgte strekninger profilert med 1 m profilavstand. Dette er gjort for å fange opp godt/dårlig sprengingsresultat, spesielle geologiske fenomen osv.

De ca 5500 profilene er digitalisert, dvs. overført til koordinatform, og lagret på datamaskin. Datamaterialet er slik at det eksisterer tredimensjonale modeller av tunnelene.

IAD har utviklet en del dataprogrammer for å behandle det store datamaterialet.

Vi har benyttet oss av siv.ing. Øyvind Solviks metode (presentert i VHL-rapport STF60 A74008) for å beregne Manningtallet for tunnelene og delstrekningene.

Metoden baserer seg på 20 m profilavstand. Det har vist seg at metoden ikke gir tilfredsstillende resultat for delstrekningene med 1 m profilavstand. På grunn av dette er prosjektet blitt noe forsinket. Det foregår nå i samarbeid med Øyvind Solvik og Styringskomiteen for prosjektet en videreutvikling og tilpassing av beregningsmetoden til 1 m profilavstand.

Når resultatet av dette arbeidet foreligger, vil grunnlagsmaterialet bli bearbeidet videre. Resultatene av prosjektet vil bli presentert i prosjektrapport 1-84.

MODERN GRUVBRYTNING I VISCARIAGRUVAN, KIRUNA

Modern mining operation in Viscariamine, Kiruna

Gruvchef Åke Ullatti LKAB VISCARIA AB

SAMMANDRAG

LKAB har under slutet av år 1982 öppnat er koppargruva utanför Kiruna city. Livslängden för den nya gruvan blir minst 17 år vid en årlig produktion om 1,2 Mton malm.

Brytningen kommer i huvudsak att bedrivas under jord med storskaliga brytningsmetoder som stigortsbrytning och skivpallbrytning.

Gruvbrytningen är påbörjad 200 m under marknivån inom den rikaste delen av malmen. Den rika malmen i kombination med storskalig brytning är grundförutsättningen för att Viscaria skall kunna bli en lönsam gruva.

Den totala investeringen uppgår till 380 Mkr fördelat på 140 Mkr för gruvan och 240 Mkr för anrikningsverket.

Antalet anställda i Viscaria är 202 personer, 152 för gruvan och 50 för anrikningsverket.

Den årliga sligproduktionen de närmaste 5 åren beräknas till 90 - 110 kton (Cu-halt 24 %).

SUMMARY

LKAB has during the end of 1982 started a new coppermine in the outskirts of Kiruna. The geological proven ore reserves will last for 17 years at an annual production of 1,2 Mton raw ore.

The ore will mostly be mined underground with large scale mining methods as raise mining and sublevel benching. Mining has started in the richest ore sections located 200 m below the surface and deeper.

High grade ore in combination with large scale mining is the ground for Viscaria to be a profitable mine.

The total investment cost is 380 Mkr with 140 Mkr for the mine and 240 Mkr for the beneficiation plant.

The total number of emplyees is 202 including staff personal with 50 in the plant and 152 in the mine.

The annual production of copperconcentrate is counted to be 90 - 110 kton with an assay of about 24 % Cu.

BESKRIVNING AV FYNDIGHET VISCARIA

LÄGE

Viscariamalmen är belägen 5 km väster om Kiruna stad och består av flera parallella kroppar som sträcker sig från malmbanan mot Narvik i N och cirka 3 km mot SW. Malmen påträffades genom ett par undersökningshål våren 1973 efter fältiakttagelse av blomman Viscaria Alpina 1972. Denna blomma gav namnet åt fyndigheten.

GEOLOGI

Viscariamalmen består av tre parallella malmkroppar som är stratigrafiskt bundna till sedimenthorisonter inlagrade i Kirunagrönstenarna. De tre malmkropparna benämns A-, B- resp D-zon med A-zonen längst i öster. D-zonen sammanfaller med en mycket kraftig krosszon och är dåligt undersökt. B-zonen är uppborrad med 100 m profilavstånd ned till cirka 200 m djup.

A-zonen är den kopparrikaste och mest undersökta och är idag föremål för brytning. Den består av en 10-40 m mäktig sedimenthorisont med kopparmineralisering över nästan hela horisonten. Sedimenten under- och överlagras av basaltiska grönstenar som följaktligen bildar häng- och liggvägg för malmen. De ingående sedimentbergarterna består av olika typer av tuffiter, grafitskiffer, albitfels samt av en kalkstenshorisont. Dessa bergarter är ofta distinkt lagrade.

Malmens strykning är SW-NE. Stupningen är i den norra delen 80-90^{o} mot E. Här avtar malmen på 250 m djup och har en bredd av 5-10 m. I den södra delen är stupningen 70-80^{o} mot E närmast markytan och malmbredden är 8-20 m. Djupare ner är stupningen 40-60^{o} med malmbredder på 10-30 m. Malmen har här en fältstupning på 40^{o} mot S. Fig 9.1. Malm är påvisad ner till 600 m djup, men den fortsätter djupare. Undersökningsborrning pågår i detta område.

Den veckning som förekommer är småskalig med förskjutningar av malmgränserna på ett par meter. Mäktighetsvariationer förekommer i motsvarande grad. I den södra delen har det dock varit en större veckning eller förkastning cirka 150 m under markytan med förskjutningar

Tvärprofil genom södra Viscaria

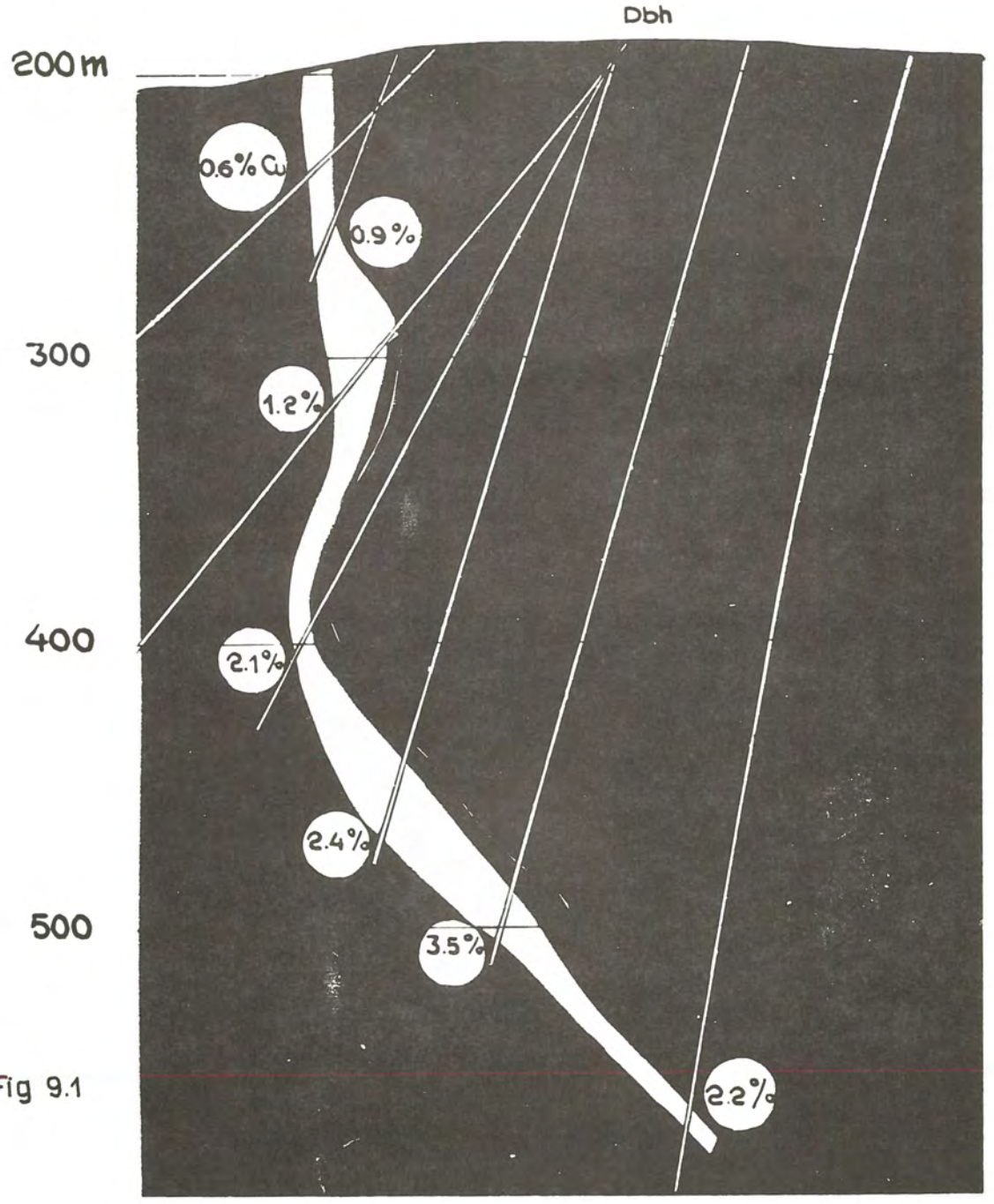


Fig 9.1

på flera 10-tals meter. Under denna förkastning är malmen betydligt flackare (40-60°) men även bredare och mycket kopparrik (2-4 % Cu). Den huvudsakliga brytningen börjar under denna förkastning. Som helhet är dock malmen relativt regelbunden.

Det malmförande mineralet är enbart kopparkis och det förekommer som impregnation och sprickfyllnad i framförallt den magnetitrika kalkstenen och i grafitskiffern. Zinkblände uppträder i låga halter. Medelhalten för Zn är under 0,5 %. Guldhalterna är under 0,05 PPM. Silverhalten är i medeltal 3 PPM.

BORRNING

Undersökningsborrning har pågått sedan 1973 med varierande intensitet. Som mest var 5 maskiner igång samtidigt. I A-zonen som är den ekonomiskt mest intressanta har det borrats cirka 300 borrhål från markytan om totalt 50.000 borrmeter. I övriga Viscaria har det borrats cirka 150 borrhål om totalt 20.000 borrmeter.

Diamantborrningar 1983:

u j	1 - 2 aggr	typ	Diamec 250
o j	2 aggr	typ	Diamec 1000
			Toram

MALMRESERV

Det är bara A- och B-zonerna som är malmberäknade och de innehåller:

A-zon	24 Mton	med 2,1 % Cu
B-zon	8 Mton	med 0,7 % Cu

Förmodade reserver i Viscariaområdet uppskattas till 50 Mton. Fig 9.2.

VISCARIA Malmreserv A-zonen

	Okt. 1980	Sept 1982	Maj 1983
Rik malm	2.8% 3.5 Mton	2.7% 9.5 Mton	2.9% 10.4 Mton
Ytmalm	1.6% 11 Mton	1.5% 12 Mton	1.6% 14.0 Mton
Summa Cu	274 kton	450 kton	525 kton

Dessutom indikerade / förmodade kvantiteter

2.7 % 8 Mton

1.6 % 9 Mton

Fig 9.2

BERGMEKANIK

Allmänt

Då Viscaria saknar bergmekniska resurser i den egna organisationen anlitas bergmekanikfunktionen vid LKAB Produktion Järnmalm för dessa specialisttjänster.
När beslut fattades 1980 att starta gruvbrytning i Viscaria beslutades också att brytningen skulle påbörjas ca 200 m under markytan i de då kända rikaste malmpartierna.

Som brytningsmetod för området valdes stigortsbrytning bland annat på grund av att malmen delvis stupar flackt ner till 40^{o} inom det aktuella området.

Bergmekaniska parametrar

För att erhålla underlag för bergmekaniska analyser har bergmassans sprickighet och bergarternas mekaniska egenskaper bestämts på borrkärnor från undersökningsborrningen.

Bergartsparametar för Viscarias A-zon:

Bergart	C-faktor	Tryckhåll-fasthet MPa	Draghåll-fasthet MPa	E-modul GPa	Poisson's tal
Grönsten	0,37	225	19	93	0,22
Tuff, massformig	0,30	210	17	85	0,24
Tuff, bandad	0,25	180	15	75	0,24
Grafitskiffer i malm	0,20	110	12	60	0,19
Grafitskiffer i häng-vägg	0,05	100	10	55	0,22

Bergsprängningsmätningar i Viscaria har utförts av LKAB:s bergmekanikfunktion i samarbete med avdelningen för bergmekanik vid Högskolan i Luleå. Mätningarna har utförts med Leemans tredimensionella metod dels i två borrhål 70 m under markytan, dels i två borrhål 200 m under markytan.

Resultaten visade att den största huvudspänningen är nära horisontell och i malmens strykningsriktning samt att de mellersta och minsta huvudspänningarna är orienterade vinkelrätt mot malmens strykning. För bergmekaniska analyser har spänningsvariationer med djupet uträknats som:

$\sigma_V = Z \times \delta \times g$

$\sigma_H = 8 + 0{,}031 \times Z$ (MPa)

där σ_V är vertikalspänningen

σ_H är horisontalspänningen

Z är djupet under markytan

δ är densiteten

g är jordaccelerationen

Dimensionering av rum och pelare

Föreslagen brytningsmetod -stigortsbrytning- innebär att malmen bryts i öppna rum och att pelare bär upp hängväggen. I de rum där stupningen är brantare än 55^o kan malmen magasineras medan vid flackare stupning än 55^o måste rummen lastas tom efter varje salva.

Rumsbredden valdes till 55 m p g a borrningstekniska skäl.
Genom allmänna bedömningar och med hjälp av empiriska formler utarbetades en layout för de första brytningsområdet. Vertikala pelare kvarlämnas där malmen ej är brytvärdig och i övrigt kvarlämnas endast horisontella pelare, tjocklek 15 m.
Rumshöjden - vertikalt mått - valdes till 65 m i de etager där stupningen är brantare än 50^o och där stupningen är flackare än 50^o valdes rumshöjden 50 m, se fig 9.3.
Dimensionerande för rumshöjden var risken för hängväggsras från bergpartiet mellan brytningsrummen och grafitskiffern i hängväggen.

Prospekteringsborrningen - profilavstånd 200 m - hade visat att hängväggsgrafiten skulle ligga 7-13 m in i hängväggen.
För att erhålla ett bättre underlag för bedömning av stabiliteten i de två första brytningsetagen utfördes en FEM-analys av LKAB:s bergmekanikfunktion i samarbete med Institutionen för Jord- och Bergmekanik vid KTH.

Princip för brytningslayout i Viscaria

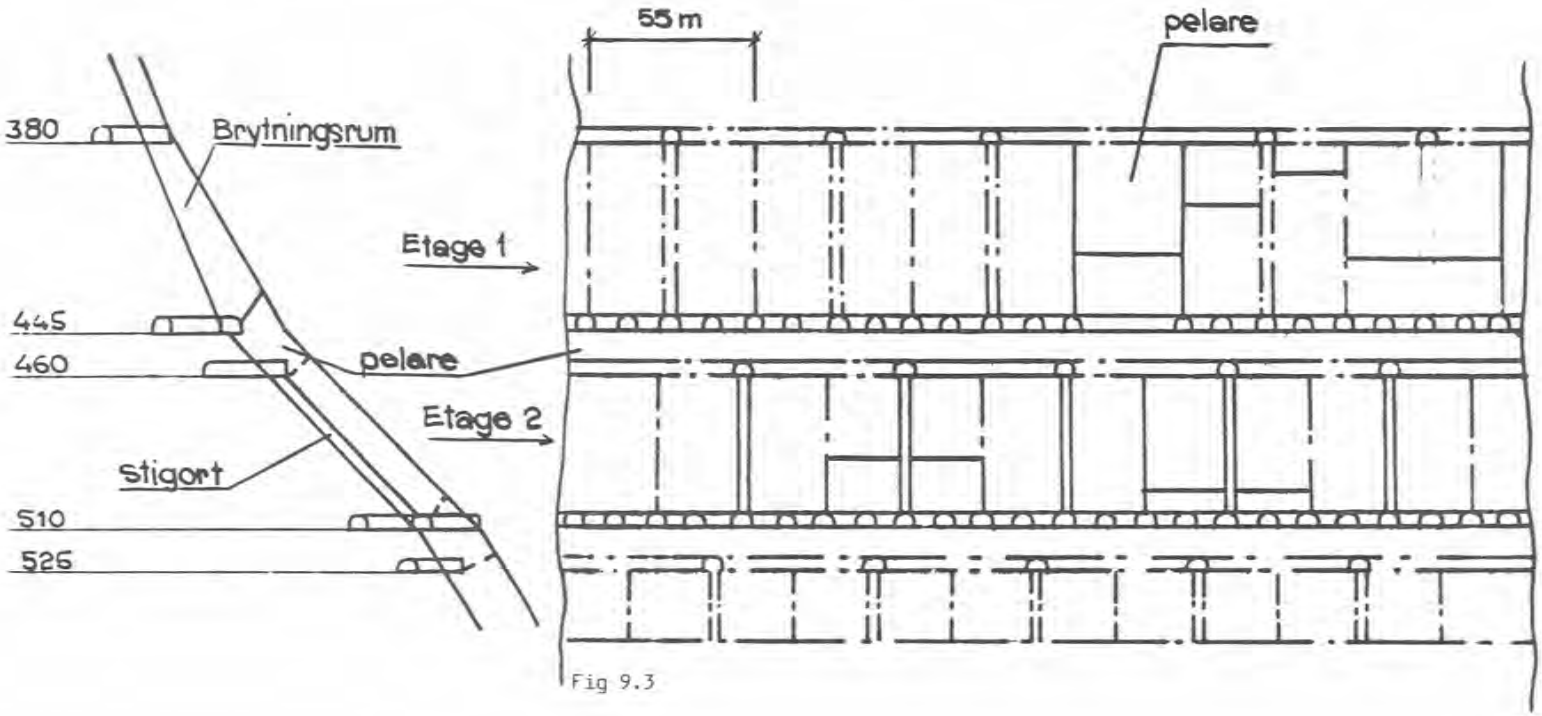


Fig 9.3

FEM-analysen visade att med de antagana förutsättningarna bör de i layouten föreslagna pelar- och rumsdimensionerna kunna användas.

Bergmekaniska fältmätningar

Syftet med bergmekaniska fältmätningar och observationer i Viscaria är att dels erhålla kunskaper om hur berget reagerar när det utsätts för olika belastningar, dels utgöra en del av ett kontroll- och säkerhetssystem. Resultaten skall också användas för en jämförelse av FEM-analysens resultat. Detta innebär förutom kontroll av FEM-analysen även en kontroll av de parametervärden som använts i modellen. Om avvikelsen är för stor mellan FEM-analysens resultat och det verkliga förhållandet kan FEM-analysen upprepas med förbättrade ingångsparametrar. Resultaten från en jämförelse kan också med fördel användas vid fortsatt dimensionering av brytningsrum och pelare samt vid upprättande av stabilitetsprognoser.
Av fig 9.4 framgår planerade bergmekaniska fältmätningar som omfattas av:

1. Markrörelsemätningar med mekometer (elektrooptiskt längdmätningsinstrument) och genom precisionsavvägningarna. För ändamålet installeras 8 mätpunkter på hängväggen i en linje vinkelrätt mot malmens strykning.

2. För kontroll av deformationer ovanför översta brytningsrummen föreslås mätning på nivå 380 genom avvägning vid malmen, distometermätning i tvärorten samt med stångextensiometer från fältort mot liggväggen.

3. Mätning av deformationer i brytningsrummens liggväggar föreslås ske med stångextensiometrar från snedbanor.

4. För kontroll av deformationer i brytningsrummens hängväggar planeras mätning med inklinometer i borrhål.

5. För kontroll av deformationer och spänningsändringar i pelare har extensiometrar och IRAD-givare installerats på nivå 460.

Visuella observationer avseende sprickbildning, sättningar, ras och vattenföring är också nödvändiga för att man skall kunna tolka fältmätningar.

Planerade bergmekaniska fältmåtningar i Viscaria

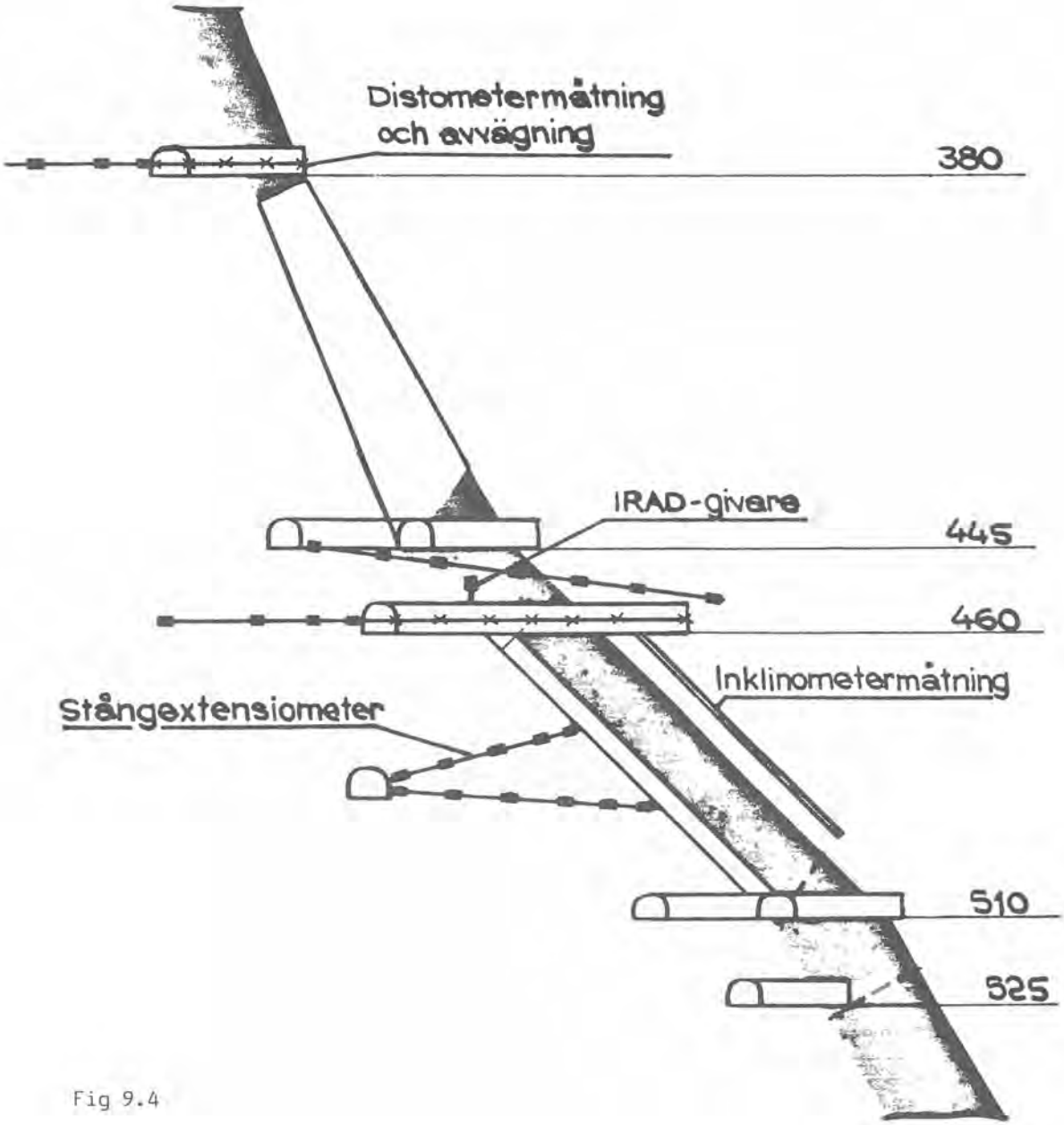


Fig 9.4

Erfarenhter

Gruvbrytningen i Viscaria har ännu inte kommit så långt att några resultat kan lämnas från pågående bergmekaniska fältmätningar. Alla intrument har ej heller kunnat installeras ännu. Tätare undersökningsborrning - profilavstånd 25-30 m - har emellertid visat att avståndet till hängväggsgrafiten varierar betydligt mer och är inom stora områden närmare brytningsrummens hängvägg än tidigare antagits. Detta har medfört att alternativa åtgärder undersökts. Bland dessa alternativ kan nämnas kabelbultning av svaga partier enligt fig 9.5 eller kvarlämnande av pelare närmast stigen för senare masskjutning enligt fig 9.6.

Längdprojektion av Viscaria Söder gruvbrytning framgår av fig 9.7.

Princip för kabelbultning av hångvägg i Viscaria

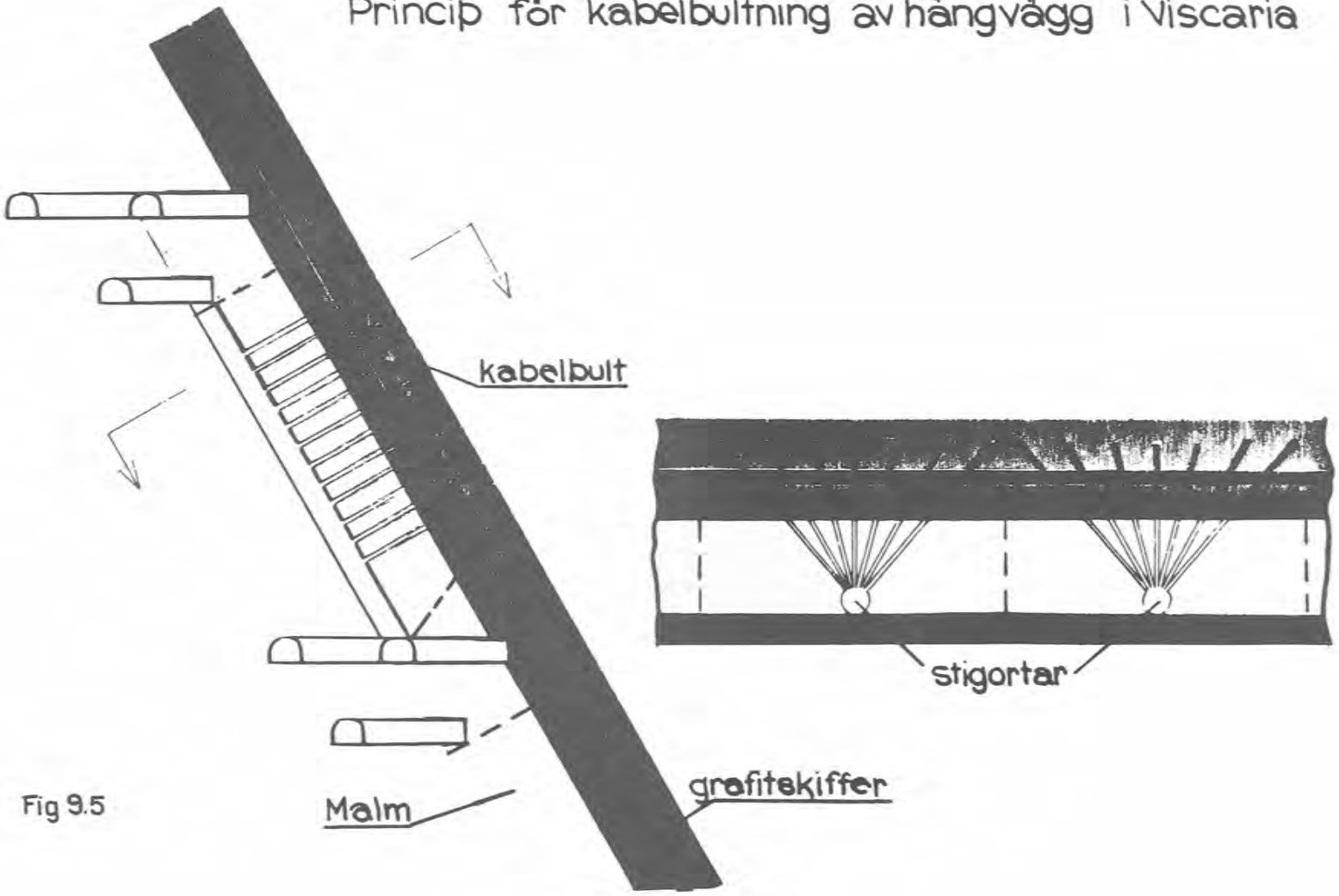


Fig 9.5

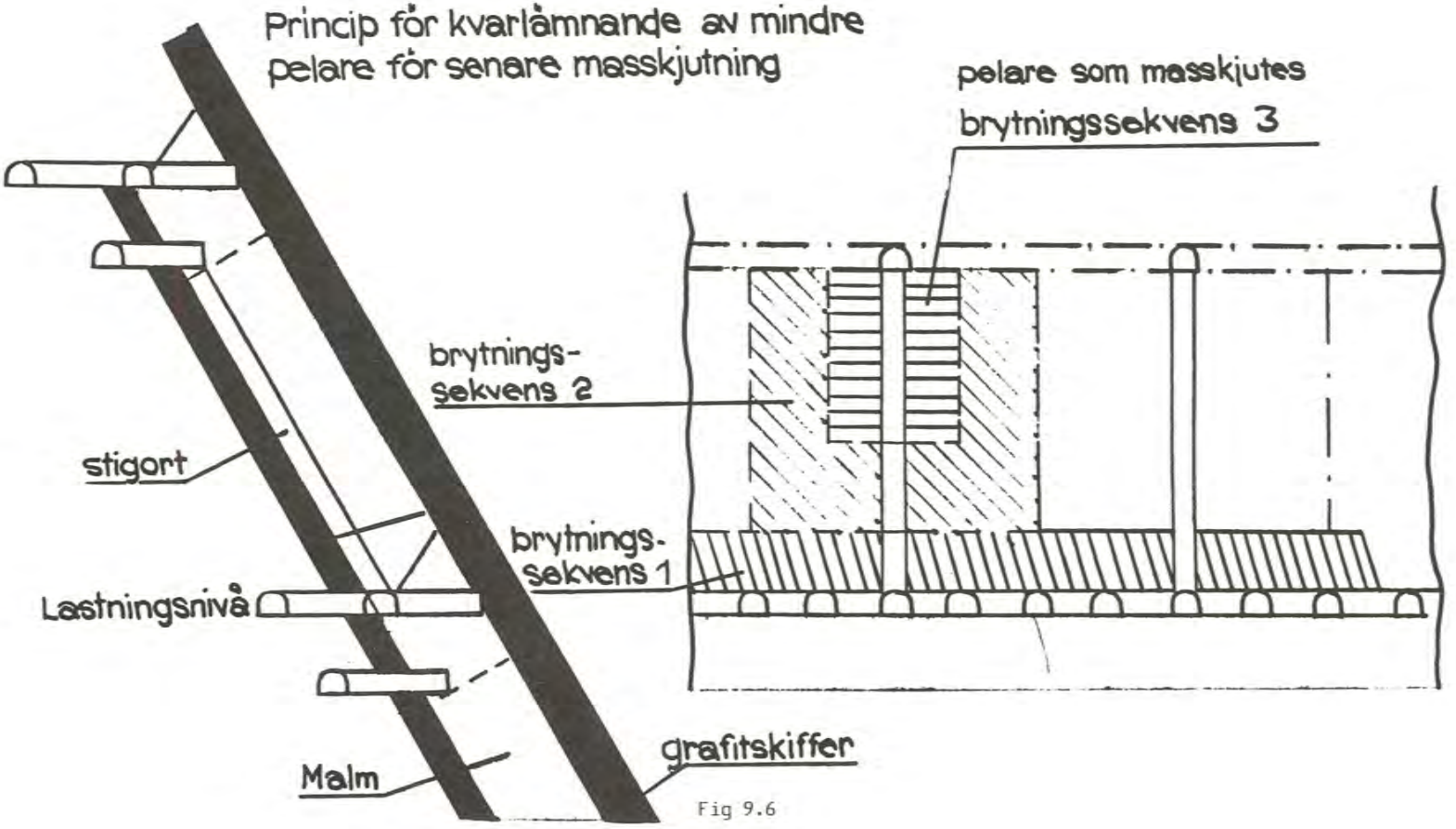

Princip för kvarlämnande av mindre pelare för senare masskjutning
pelare som masskjutes
brytningssekvens 3
brytnings-
sekvens 2
stigort
brytnings-
sekvens 1
Lastningsnivå
grafitskiffer
Malm

Fig 9.6

VISCARIA längdprojektion gruvbrytning

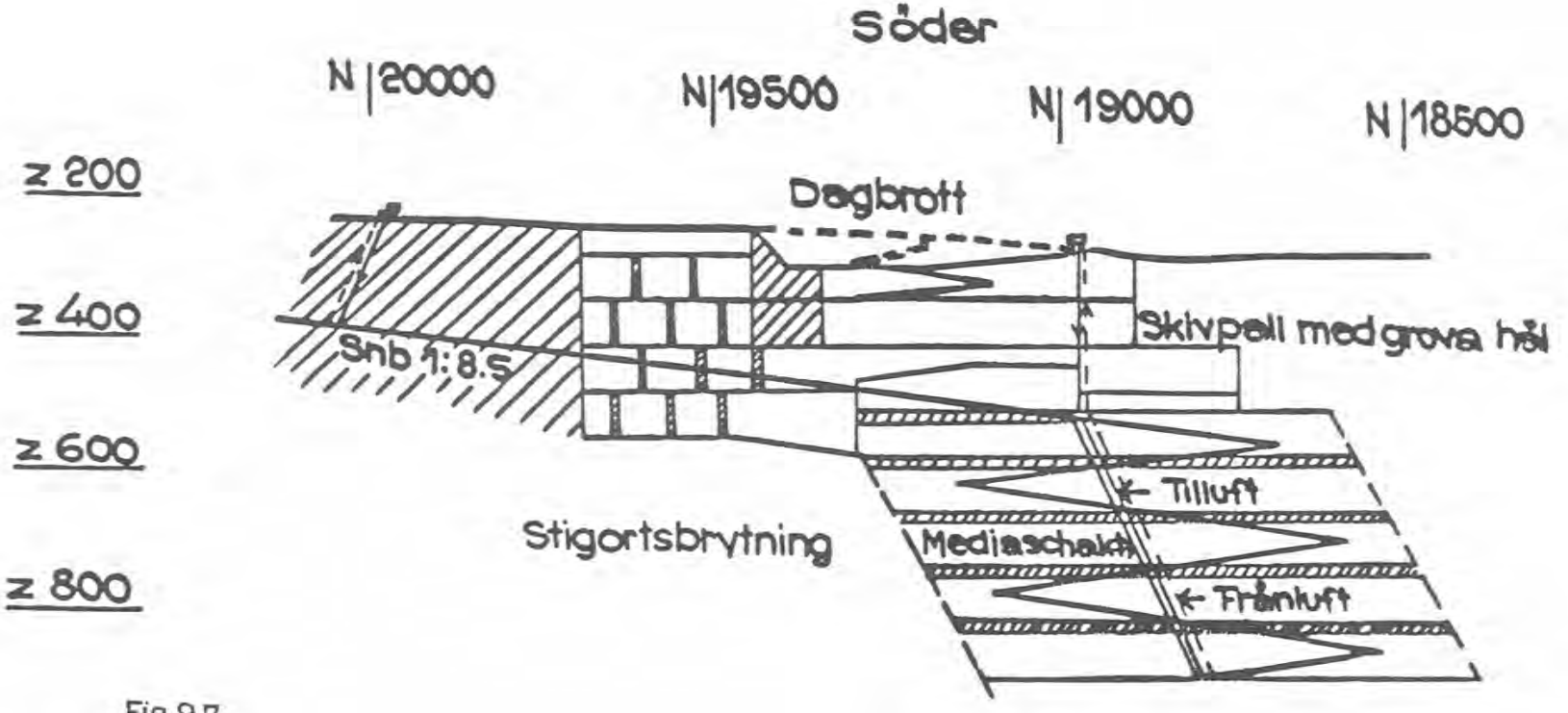


Fig 9.7

TILLREDNING

Ortdrivning utföres med 3-boms helhydrauliska (Strömnes) samt halvhydrauliska ortdrivningsaggregat (Atlas Copco).

Transportsnedbanan drives i lutning 1:8,5 7,2 m x 5,2 m med mötesplatser för K 501-truckar. Övriga ortdim är 20 - 25 m^2.

Bergförstärkningen består av ingjuten kamjärnsbult s k Kirunabult.

Betongsprutningen utföres med våtsprutningsmetoden.

Stigortsdrivning bedrives med Alimak stigortshissar, area 9 - 14 m^2.

PRODUKTIONSBORRNING

Viscariagruvan har för sin produktionsborrning med avseende på håldimensionerna 89 mm, 102 mm och 114 mm (3,5", 4" och 4,5 ") valt den hydrauliska slående borrtekniken. Den hydrauliska borrmaskin som används är Tamrock HL 850. 2 tums borrstål med längden 12 resp 5 fot med fasta skarvhylsor användes. Tillverkare KOMETA (M-F stång). Stiftborrkronor av typ "Retrac", tillverkare Fagersta.

Ovan jord (dagbrott - skivpall):

1 st aggregat Tamrock Zoom-Track DHH 850
12 fot skarvstång 2 tum fast skarvhylsa
Stångautomatik kassettkapacitet = 6 stänger + 2
Håldim 3,5 ", 4", 4,5" Hållängd max 43 m

Under jord (skivpall):

2 st Atlas Copco tryckluftsdrivna Simba
1 1/4" 6 fot skarvstång 57 mm krona
Uppåtriktad borrning
Hållängd max 25 m

1 st Tamrock SOLO H 808 RA
2" 5 fot skarvstång fast skarvhylsa
Stångautomatik
Kassettkapacitet 17 + 2 stänger
Håldim = 3,5", 4", 4,5 "
Uppåtriktad resp nedåtriktad borrning
Hållängd max 35 m

VEIN MINING (stigortsbrytning)

Produktionsborrning från stigort utföres med:
Tamrock Viscaria H 800 RL borraggregat
Aggregatet är en ytterst modern och långt mekaniserad specialmaskin som väger ca 11 ton.

METODBESKRIVNING OCH UTRUSTNING

Vein Mining brytningsmetod:

Viscaria har valt denna brytningsmetod p g a malmens flacka och varierande stupning.
Metoden innebär att man bryter ut den relativt smala malmen i 55 m långa och 50-60-65 m höga etapper (brytningsrum) fig 9.8.
På översta nivån tillreder man en kommunikationsnivå där orten ligger 25 m utanför malmkontakten. I centrum av rummen tillreder man en ort fram till malmkontakten. På nedre nivån tillreder man s k produktionsnivån (lastningsnivån).

Från snedbanan driver man in en ort fram till malmen och därefter längs efter malmkroppen.
I centrum av rummen driver man ifrån malmorten en ort mot hängväggen för att erhålla plats för stigortsdrivningens gejdersträng.
Parallellt med malmorten tillredes i liggväggen (ca 18 m) lastnings- och transportort. Denna ort sammanbindes med malmorten medelst lastningsortar (5 st per rum). Fig 9.9.

Efter tillredningen drives ett schakt upp i centrum av rummet (schaktdim 13,9 m^2).

Stigen drives med Alimak stigortshiss typ STH-5L.

För att erhålla maximal höjd av rummet drives schaktet 8 m ovanför övre nivån. I toppen av detta schakt ingjutes betongplintar som skall bära upp en järnbalk. Brythjulet, över vilken wire från elhydrauliskt spel löper ner till borriggen där 2 brythjul möjliggör ändanslutning av wire i balken (i schaktets topp), är upphängt på denna balk. Schaktet betongsprutas för att förhindra eventuellt stenfall vid sprängning av pågående produktionsrum och binda vattendropp.
Från malmorten uppborras ett dike med Simba-aggregat. Dikets höjd är 10-15 m beroende på malmens stupning och mäktighet.

Stigortsbrytning

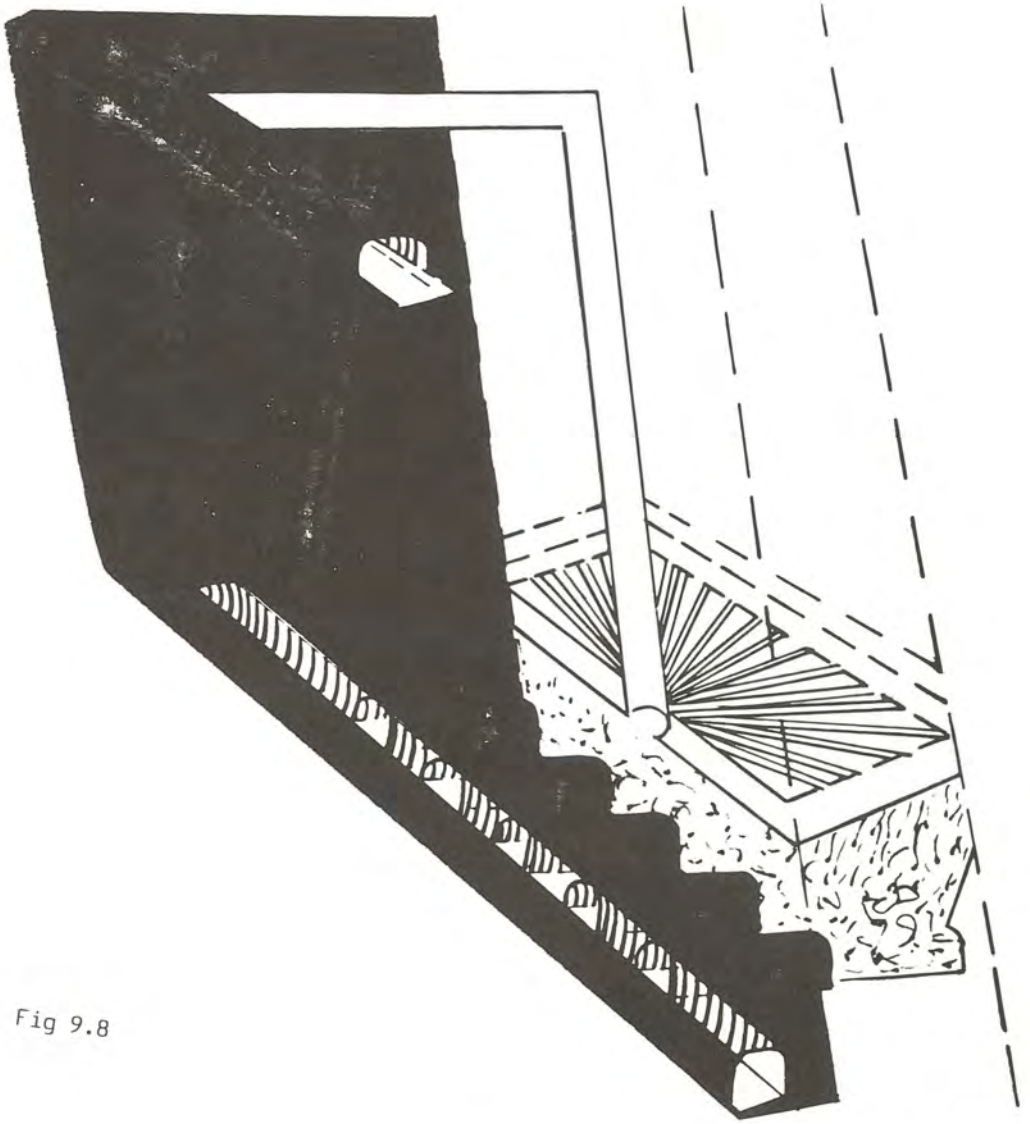


Fig 9.8

Produktionsnivå 510 m avv.

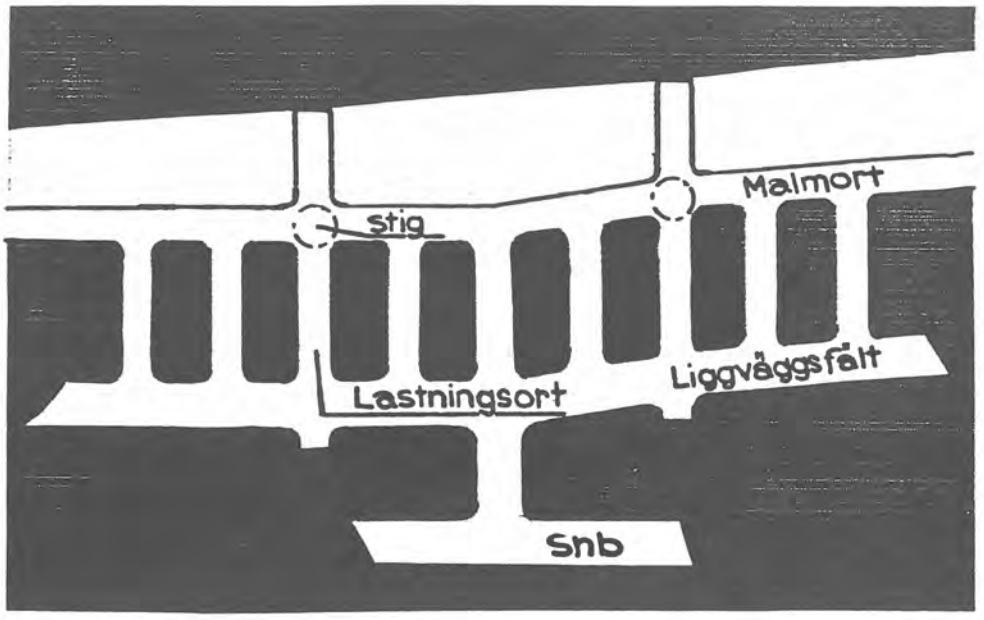


Fig 9.9

Produktionsborraggregatet är uppbyggt efter principen att borrplattformen följer gejderbanan som lyftes upp med el-hydrauliskt spel (se tekn. data sid 9.32 - 9.33). Till borrplattformen färdas man från kommunikationsnivån med något modifierad Alimak STH-5L hiss.
All mediamatning sker från övre nivån. Luft- och vattenslangdistribution sker med Alimak luftdriven slangvinda typ MSV-4. Fig 9.10.

Tampella produktionsborraggregat typ Viscaria H 800 RL:
Borraggregatet är byggt i två plan och upphängt i en gejdergående vagn. Gejderbanan är specialtillverkad av Alimak med i princip förstärkning av befintliga gejdrar.
Den gejdergående vagnen tillverkas av Alimak, är 4240 mm lång och har i resp ände 2 st boggiställ. I mitten av vagnen sitter 2 st brytrullar.
Övre plattformen fungerar som serviceplattform för betjäning av borrmaskinen. På plattformen finns bl a hydraulpump med tank, oljekylare, vattenstegringspump, elkabeltrumma, elcentraler, elvinch för lättare materiallyft mellan plattformarna, elpump för påfyllning av oljor samt 2 st stödben (domkraft).
Stödbenen är placerade i centrum och vinkelrätt mot gejderbanan.
Funktionen på dessa är att via hydraultryck bära upp plattformens börda när man trycker ut dessa mot bergväggen. Tryckkraften är 180 bar/ stödben.
Plattformen är också ställbar till horisontellt läge medelst hydraulcylinder beroende på schaktets lutning.

Nedre plattformen är upphängd i balkens knutpunkt som har förbindelse med åkvagn och övre plattform. Knuten fungerar som svängcentrum för plattformen med möjlighet att vrida allt efter lutningar och som delningspunkt av aggregatet. Intill knuten finns snabbkopplingar för el och hydraulslangar (för demontering vid förflyttning till nytt produktionsschakt).

På nedre plan finns borrmaskin, automatisk stångkassett samt hytt, se tekn. data sid 9.30 - 9.33.
Nedanför plattformen finns skivbromsutrustning för rotationsmekanism och 2 st stödben. Skivbromsutrustningen begränsar inriktningsfel till $\pm$ 0,1°. Stödbenens tryck och funktion samma som på övre plattformen (180 bar). Fig 9.11 - 9.12

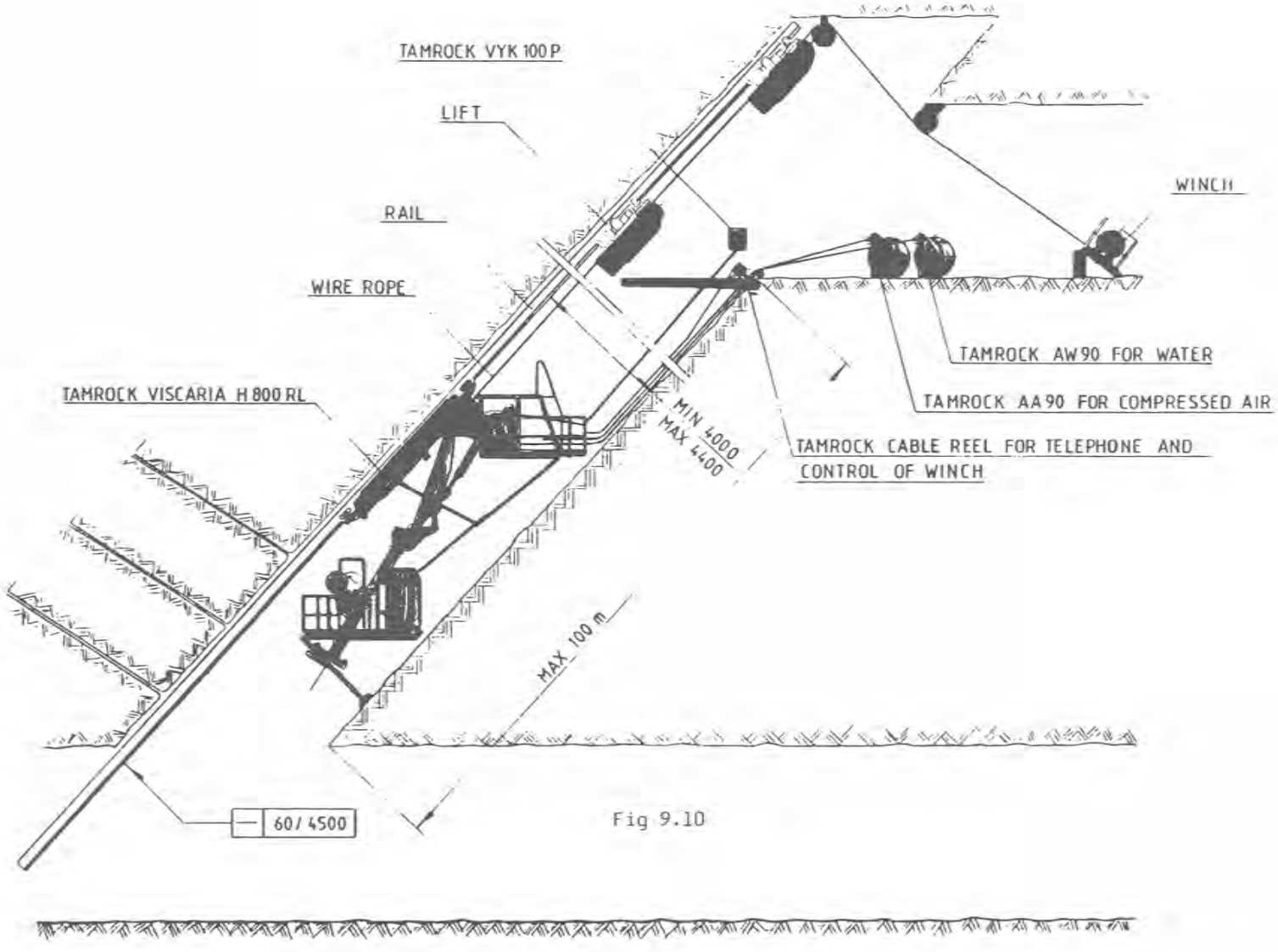

TAMROCK VYK 100 P
LIFT
RAIL
WIRE ROPE
WINCH
TAMROCK AW 90 FOR WATER
TAMROCK AA 90 FOR COMPRESSED AIR
TAMROCK CABLE REEL FOR TELEPHONE AND CONTROL OF WINCH
TAMROCK VISCARIA H 800 RL
MIN 4000
MAX 4400
MAX 100 m
60/4500

Fig 9.10

Borraggregat Vein-mining

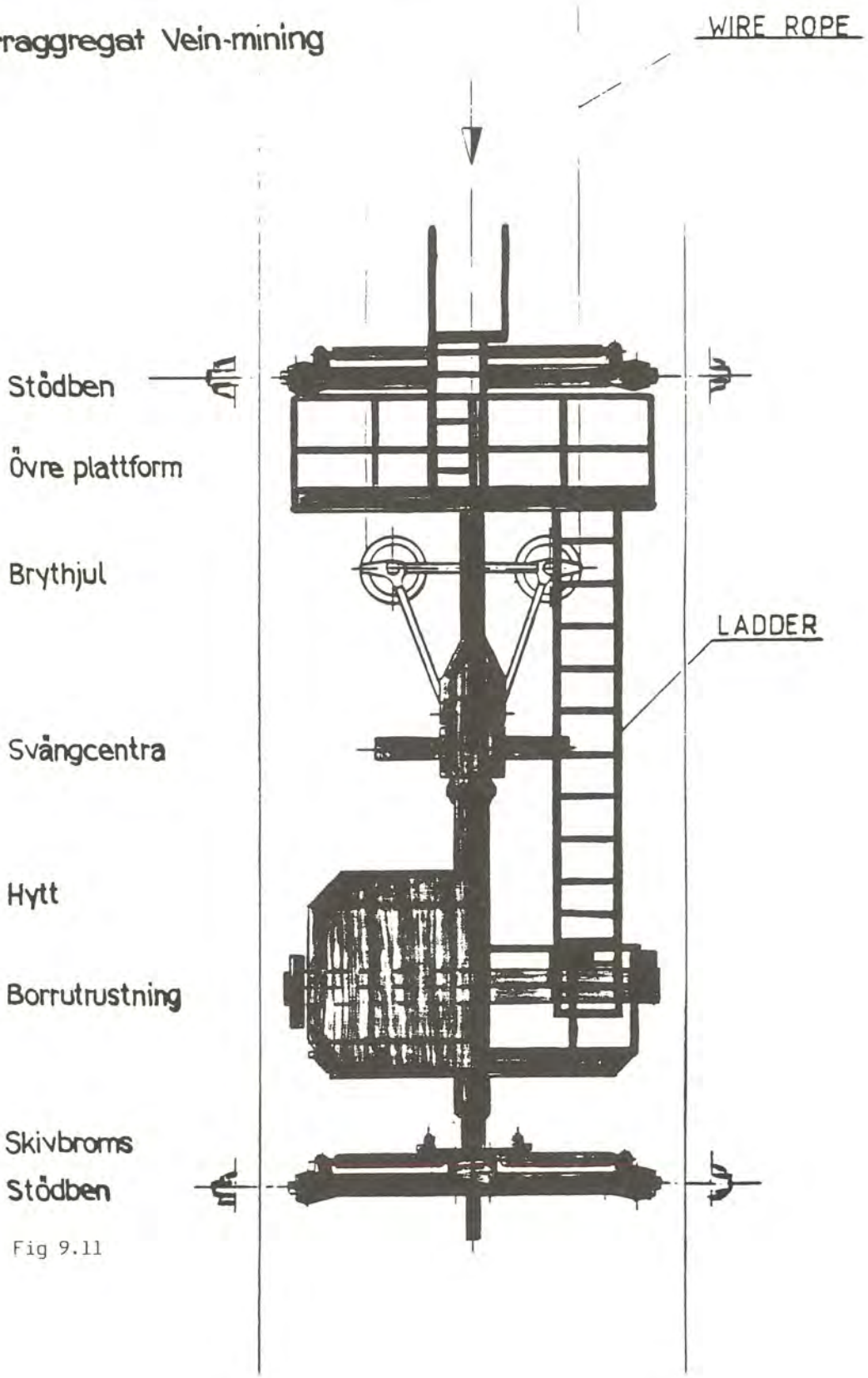


Fig 9.11

Tamrock Viscaria H 800 RL
borraggregat

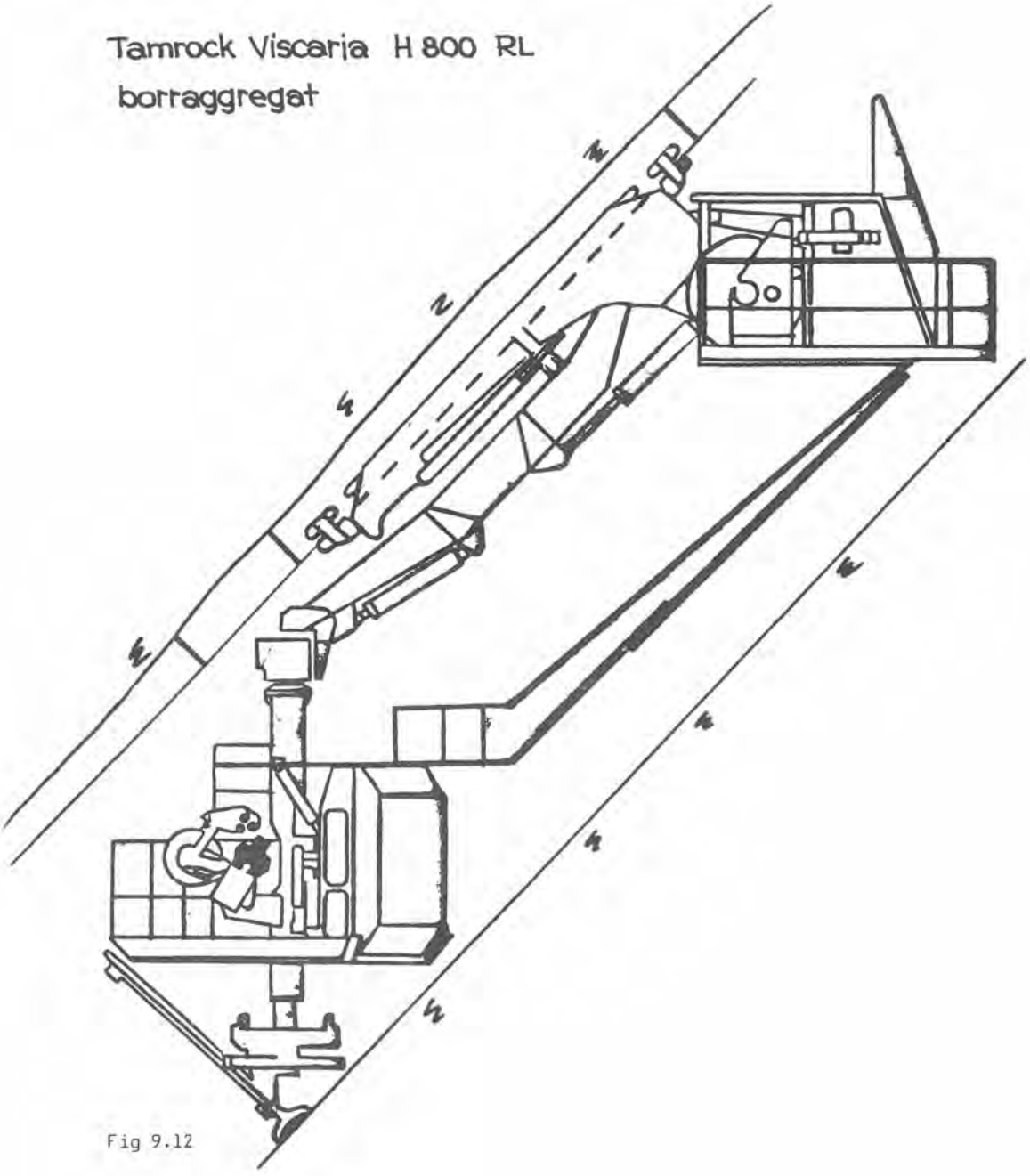


Fig 9.12

Uppmontering av produktionsborraggregat

Den under schaktdrivningen monterade gejdersvansen upp till första rakgejdern demonteras. På sulan fastgjutes konsol för I-balk. Under I-balken finns raka gejdrar fastskruvade som ligger i gejdergående vagnen. Gejdervagnen tillsammans med övre plattformen transporteras med K 250 truck med specialtillverkat flak.
I-balken köres mot fästanordningen och fastskruvas i konsolen. Från underredet lyftes enheten med hydraulcylinder tillhörande trucken mot första rakgejdern. När gejderbanan är ihopmonterad anslutes wiren till brytskivorna och upplyftes med ordinarie hydraulspel. Nedre delen framköres i en specialutformad vagga och anslutes i svängcentrat varefter el- och hydraulik ihopkopplas med snabbkopplingar.

BORRNING

För att erhålla "öppning" till rummets öppningsdike lyftes produktionsborraggregatet 2 m ovanför orttak och därefter borras en "slits". Borrning av "slitsen" innebär att man skär av malmkroppen. Bredden är 4 m och höjden samma som öppningsdiket. Öppningsdiket borras därefter med Simba där dragpunkten (lutningen av raset) är mot produktionsstigen.

När produktionsborraggregatet är upplyftat åker operatören ner med kommunikationshissen. På övre plattformen startas aggregatet och stödbenen utköres mot schaktväggen. Från hytten köres nedre plattformen till horisontal- och vertikalläget med hjälp av Transtronics vinkelgivare. Därefter utvikes och utköres stödbenen. För att erhålla nollrikt vrider operatören borrplattformen så att borrbalken är i linje med två i förhand bestämda punkter i schaktväggen. Erhållandet av rätt rikt säkerställes med spaltlaser när schaktväggen ligger ca 0,5 m ifrån matarbalken. En stråle lyser upp schaktväggen från vardera änden om matarbalken. Nollställning samt hålsättning se Transtronics utr.beskrivning, sid 9.27 - 9.30. Operatören behöver inte gå ut från hytten annat än vid byte av borrkrona samt då hållängden är längre än kassettkapaciteten (27 m).

Planering av borrkransar:

Databehov: Utvärdering av hela rummets geologi(6 diamantb.hål/brytn.rum)
Koordinatbestämd gejderbana
Vid varje krans två punkter koordinatbestämda

Kranslutning: 0-35^{o} från horisontalplanet

Hålriktingar: 0-360^{o}

Max inrikningsfel: 0,1^{o}

Min spetsavstånd bakom gejderbana: 2,9 m vid malmbredd på 20 m

Håldimension: 4"

Försättning: 3 m fig 9.13

Spetsavstånd: 3,0 m fig 9.14

Borrningskapacitet per skift: 100 m - 140 m (8,4 tim)

Max uppnått resultat per 9,0 tim/skift = 168 m (lördag - söndag)

Borrsjunkning per drifttimme = 18 - 22 m

Ton malm per borrmeter: 16 - 18 ton

Borravvikelse: 2 - 4 % (kompletterings- och kontrollmätningar pågår)

Hydraultryck vid borrning:

Slagtryck	130 bar
Matningstryck	80 bar
Rotationstryck	50 bar

Borrstål och förbrukning:

Efter enbart 18.000 bm är det för tidigt att ange exakta borrstålsförbrukningen. Prov på flera fabrikat har utförts.

Nuvarande borrstålsfabrikanter och förbrukning:

Fagersta nackadapter	2411 bm
Fagersta 102 mm borrkrona	800 bm
Kometa MF-skarvstång	4831 bm (genomsnitt av borrsträng med 17 st skarvstänger)

PERSONAL

Miljön i hytten och skarvstångsautomatiken gör att borrningen inte blir betungande. Nuvarande personals medelålder är 52,3 år. Om aggregatet inte fanns skulle den pesonalen vara relativt svårplacerad p g a hälsoskäl.

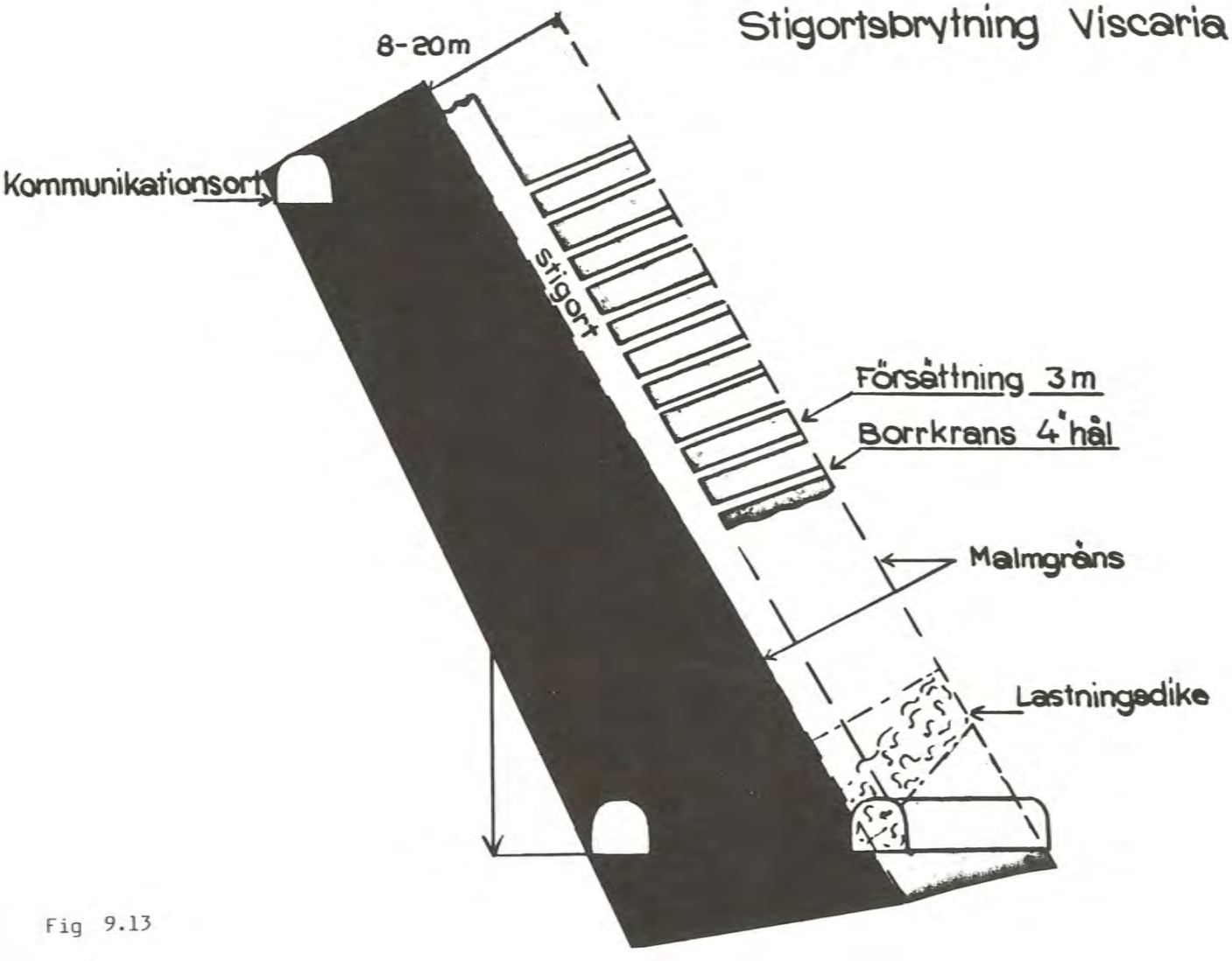
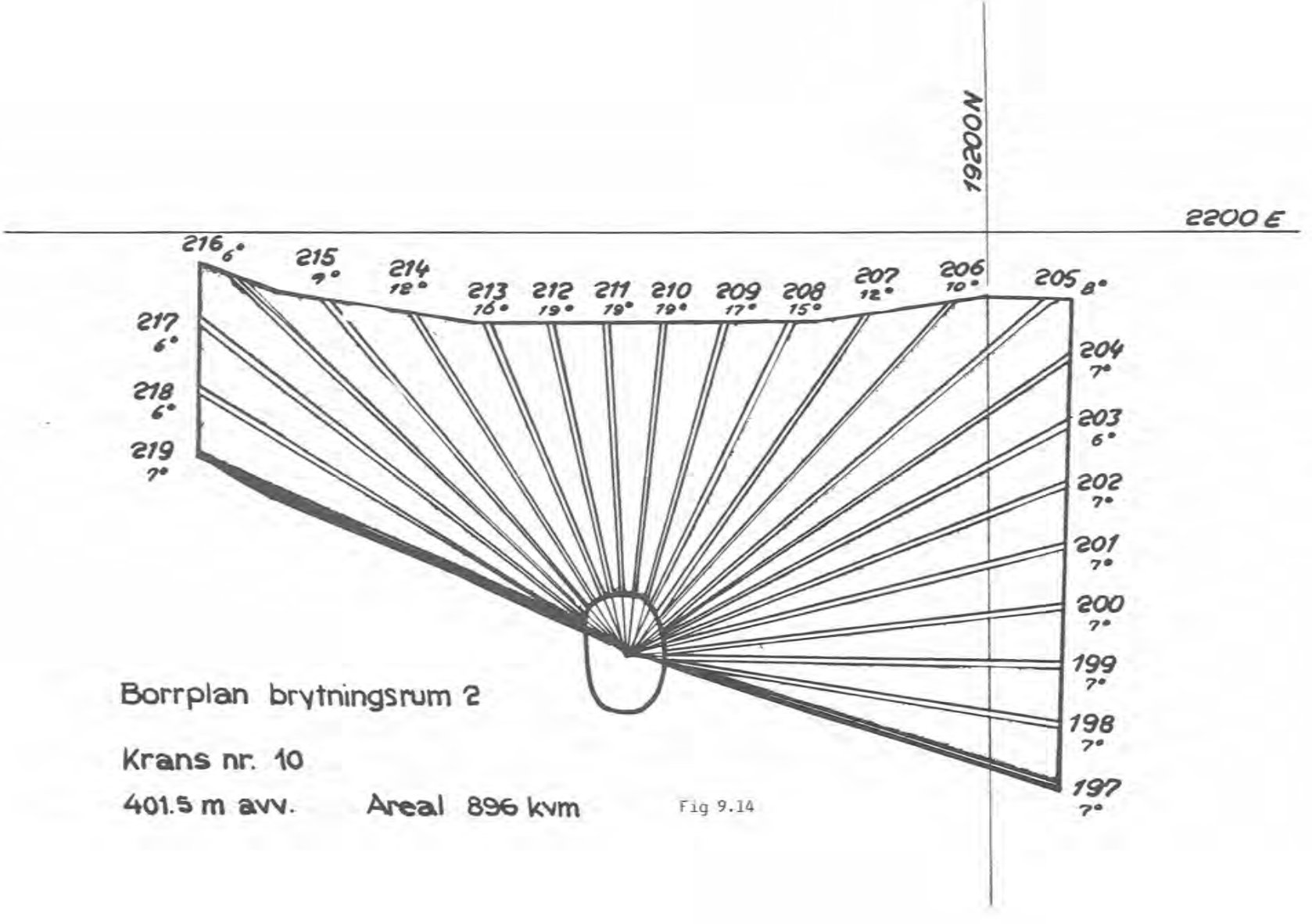

Stigortsbrytning Viscaria
8-20m
Kommunikationsort
stigort
Försättning 3m
Borrkrans 4" hål
Malmgräns
Lastningsdike

Fig 9.13



Borrplan brytningsrum 2

Krans nr. 10

401.5 m avv. Areal 896 kvm

Fig 9.14

INSTRUMENT PÅ AGGREGAT FÖR VEIN MINING

Aggregatet är utrustat med följande instrument:

Ett programmerbart riktinstrument med hållängdsautomatik och tillhörande telefonmodem.
Ett riktinstrument för mätning av lutningen på aggregatets vertikala pelare.
Ett riktinstrument för mätning av matarbalkens vertikala lutning även kallad tilt.

Det programmerbara instrumentet har följande funktioner:

1. Programmerbar horisontalvinkel 0-360 grader
2. Programmerbar hållängd (0-99,9 meter) med automatiskt stopp av borrningen.
3. Programmerbar vertikal lutningsvinkel för matarbalken.
4. Instrumentet kan programmeras för max 400 hål.
5. Programmeringen göres ovan jord med en särskild handterminal fig 9.15 och borrplanen överföres sedan med hjälp av datamodem via telefonnätet till instrumentet. Handterminalen kan även anslutas direkt till instrumentet för överföring av borrplanen. Slutligen kan borrplanen även inprogrammeras i gruvan på instrumentets tangentbord.
6. Om ett fel uppstår på instrumentet kontaktar gruvans servicepersonal TRANSTRONIC AB, som med sin dator via telefonnätet kan göra en fullständig felsökning av utrustningen.
   När felsökningen är färdig ringer Transtronic upp gruvans servicepersonal och instruerar dem om vilken del av systemet som är felaktig. Servicepersonalen kan därefter byta den felaktiga delen och efter ytterligare en felsökning som kontroll är aggregatet åter i drift.

Instrumentet är försett med:
Tangentbord
Displayer för hålnummer, programmerade värden för horisontalvinkel, hållängd och tiltvinkel.
Linjär display, graderad $\pm$ 3 ^{o} med mätupplösning 0,1^{o} för inställning av matarens horisontalvinkel till programmerat värde.
Display som kontinuerligt visar den aktuella hållängden under borrningen, fig 9.16.


MINNE — DRIFT
TRANSTRONIC
005v132h08.4t05
TILL
FRÅN
SÄND
1
2
3
4
5
6
7
8
9
T
N
O
V
H

Fig 9.15


-3
0
+3
HÅL-
LÄNGD
1 2 3 C
4 5 6 D
7 8 9 E
A 0 B F
TILT
HÅLLÄNGD
VINKEL
HÅLNR
05
084
132
005
TRANSTRONIC

Fig 9.16

Arbetssätt på aggregatet

Borrplanen har programmerats in i instrumentets minne.
Aggregatets vertikala pelare justeras in i lod med hjälp av pelarens riktinstrument.
När ett hål skall borras slås hålets nummer in på instrumentets tangentbord (borraren har utskrivna borrplaner för resp hålkrans).
Nu visas på displayerna de programmerade värdena för horisontalvinkel, hållängd och tiltvinkel.
Mataren manövreras så att den linjära displayen för horisontalvinkeln visar noll. Matarbalken är nu inställd enligt programmerad sidovinkel för hålet, med en avvikelse av $\pm$ 0,1°. Detta möjliggöres genom skivbromsutrustningen i kombination med den linjära displayens mätupplösning.
Nästa manöver för borraren är att med riktinstrument för tiltvinkeln manövrera matarbalken i det tiltläge, som anges på displayen för programmerad tiltvinkel.
Borraren trycker nu på knappen "START" och börjar borra. Displayen för aktuell hållängd visar kontinuerligt hur borrningen framskrider.
När den programmerade hållängden har uppnåtts stängs borrningen automatiskt av. Borraren trycker åter på knappen "START", varefter han med stångautomatiken drar ut borrstålen, vilket innebär att borrstålskassetten fylls med skarvstänger.
Sedan trycker han på tangenten för hålnummer och denna stegar fram hålnumret till nästa hål.
Nu visas de programmerade värdena för detta hål och borraren kan efter injustering av matarbalken börja borra hålet.

ÖVRIGT

Tamrocks skarvstångsautomatik tillsammans med Transtronics elektroniska utrustning medger sannolikt ytterligare automatisering med inriktningen att en operatör skall kunna betjäna 2 aggregat samtidigt resp obemannad borrning av 1 hål (maxlängd = kassettkapacitet) efter gjort påhugg. Om detta är genomförbart innebär denna tekniska utveckling att 8 operatörers borrning kommer att utföras av 3 man. Utvecklingsarbetet pågår (tillverkare - driftsledning Viscaria).

TEKNISKA DATA

Hydraulisk borrmaskin Tampella HL 850:

Vikt:	255 kg
Profilhöjd:	238 mm
Arbetstryck:	90-120 bar
Slagtal:	2300 l/min/120 bar
Slagenergi:	520 Nm/120 bar
Slagmekanismens oljeflöde:	140 l/min/120 bar
Slagmekanismens slanganslutningar:	trycksida 1" BSP-60°
	retursida 1 1/4" BSP-60°
Ackumulatortryck:	högtrycksida 50 bar
	lågtrycksida 2,5 bar
Ackumulatorgas:	N_2
Separat omkastbar rotation:	rotationsmotor OMT 250
	rotationshastighet 0-150 r/min
	vridmoment 700 Nm/140 bar
	rotationsmekanismens oljeflöde 65 l/min/150r/min
Spolvattenförbrukning	70 l/min (max)
Spolluftförbrukning	4 m^3/min/7 bar

Matning:

Princip:	Kedjematning typ KS 180 Hx5'
Matningslängd:	1900 mm
Matningshastighet:	18 m/min (max)
Återspelningshastighet:	18 m/min
Matningskraft:	2500 kp
Arbetstryck:	80 bar

Rotation:

Motortyp OHT 250
Motorfabrikat Tamrock
Arbetstryck: max 140 bar
Vridmoment: max 70 kpm

Borrstång:

Längd: 5'
Stångdiameter: Ø 51 mm
Lev o typ: Kometa typ MF-stång

Stångmagasin:

Typ: RC 805
Arbetssätt: Hydraulisk
Stångantal: 17 st
Stångskarvningstyp: Tamrock
Effektiv stånglängd: 5'
Tillåten avvikelse: $\pm$ 20 mm
Gängtyp/dim: F 1/51 mm

Övrigt

Hydraulpumpar
Antal: 5 st

Fabrikat:	Hamdreco	Sone	Tamhydr
Max arb.tryck kg/cm^2 resp pump	180	180	180
Inställningstryck kg/cm^2	207	207	207
Max kapacitet l/kg/cm^2/r/m	210	207	1500

Styrcylindrar/övriga cylindrar:
Antal 20 st
Cylinderdia/kolvstångsdia: 40 - 160/25 - 80 mm
Staglängd: 250 - 1800 mm

Styrventiler:
Fabrikat: Vickers
Typ: CM 11 serie

Stödben (domkrafter):
Antal: 4 st
Slaglängd: 668/1800 mm

Hytt:

Dim l x b x h: 1200 x 1500 x 1860

Övertrycksventilation typ, fabr: 520 Termofrost

Operatörsstol typ/fabr: Ergo T-T

Defroster:	Calix
Vindrutor:	Laminerad 10 mm
-"- 3 st vindrutetorkare:	Typ Doga med elektrisk vindrutespoln.
Ljudisolering:	Ljudnivå under 80 dB(A) eller nr 80 enligt ISO R 1966 mätt vid arbetsmoment med högsta bullervärde.
Infraljud:	Inga överskridanden föreligger gränsvärdet (2 - 20Hz)
Ultraljud:	>20.000 Hz
Vibration:	Överskridande av vibrationsnivåer enligt ISO 2631-1974, kurva föreligger ej.
Arbetsklimat:	Lufttemp 16 - 20°C
	Temperaturskillnad max mellan tak och golv 3°C
	Lufthastighet: 0,1 - 0,3 m/sek
	Övertryck > 1 m H_2O-pelare
Övriga detaljer i hytt:	1 st telefon
	1 st kaffebryggare
	1 st klocka
	Transtronic utrustning
Total vikt:	11 ton
Total längd:	11 m

Belastning på gejderbanan vid 47°schaktlutning:

Vid övre plattform	4420 kg
Vid nedre plattform	4520 kg
Vinch dragkraft:	9580 kg

ELHYDRAULISKT SPEL

Alimak Winch typ HPG-3000

Spelutrustning typ HPG-3000 för lyft av borrutrustning typ Tamrock vikt ca 11 ton.

Elhydrauliskt spel typ HPG-3000 konstruerat för max kapacitet av 6,5 ton på enkel part. Hastighetsreglering i två steg 0,1 m/s resp 0,3 m/s. Spelet försett med ventil för deplecementkoppling för max 3,25 ton hastighetsreglering i två steg 0,2 m/s resp 0,6 m/s.

Spelutrustningen består av kraftpaket, spelenhet och en elutrustning.

Ett-kars spel med två bromsar på trumman, som automatiskt påverkas vid nödstopp.

Säkerhetsdetaljer
Säkerhetsbroms: Två hydrauliska bandbromsar. Automatiskt verkande när någon säkerhetskrets (förreglingskrets i Vein Mining aggr) påverkas eller när huvudströmmen brytes.

Hastighetsvakt: Ansättes vid överhastighet och påverkar säkerhetsbromsen.

Linklättervakt: Stannar spelet vid felaktig pålinding av lina.

Spindelgränsläge: Skyddar mot över- eller underspelning.

Överlastskydd: Stoppar spelet vid överlast

Hastighetsreglering: För konstant hastighet, oberoende av last och oljeviskositet, används ett elektroniskt styrdon.

Tekniskt data:

Max lindrag:	6500 kg/3250 kg
Hastighet:	0 - 0,3 m/s/ 0 - 0,6 m/s
Wire dim:	Ø 27 mm
Trumkapacitet:	325 m vid 3 lager
Elmotor:	30 kw
Hydr.pump:	Linde
Hydr.motor:	Hägglund
Vikt spelenhet:	ca 3000 kg
Vikt pumpenhet:	ca 600 kg

Elutrustning:
Elutrustning med manöverskåp, omfattande:
Huvudströmställare för elmotor, utrustning för manöverkretsar, automatsäkringar, reläer, kontaktorer samt manöverorgan.

Brythjul:	diameter 810 mm för wire dia 27 mm
Wire:	dia 27 mm 200 m

Gränslägesbrytare 1 st

LADDNING AV VEIN MINING

1. Försättning (V) och hålavstånd (E) är 3,0 m vid hålspetsarna. Förhållandet $\frac{E}{V}$ är alltså 1,0 vid denna punkt. Laddningsmängden per m^3 berg ~0,9 kg/m^3 där laddningsmängden är som lägst. P g a borrningssymmetrin ökar mängden sprängämne per m^3 berg när man närmar sig schaktet. Genom utnyttjad avladdning begränsas denna ökning av laddningsmängd. Genomsnittliga mängden sprängämne per m^3 berg och krans blir därigenom ~1 kg. Avladdningen varierar mellan 5 - 20 m.

2. Två sprängkapslar med samma intervallnummer i varje borrhål för att säkerställa detonationsförloppet, en kapsel i hålbotten.

3. P g a borrningsmönstret har laddningen anpassats så att laddad del av borrhålen inte ligger närmare varann än 1,5 - 2,0 m. Den andra kapselns placering blir beroende av detta förhållande. Placeringen har vidare valts så att 4-5 m återstår av laddningslängden.

4. Val av tändföljd innebär ~ 350 kg i öppningsintervallen (3 hål). Generellt varierar laddningsmängden per intervall mellan 100 - 400 kg. Den högre siffran gäller då för två (2) hål som har relativt stort avstånd mellan varann, de går åt olika håll (mot brytningsrummets kortsidor).

5. Val av tändföljd innebär att när öppningen är avklarad får varje borrhål möjlighet till utslag mot två fria ytor. Detta förhållande samt begränsning av sprängämnesmängd per intervall minskar risken för okontrollerad berglossning (kalvning).

6. Håldiametern 102 mm ökar möjligheten att ladda borrhålen vid besvärligt berg. Fulladdat hål av denna dimension ger samtidigt mariginal för utslag när utslagsvinklarna är ogynnsamma.

7. Noggrann instruktion i form av överskådliga laddnings- och borrningsprotokoll underlättar för laddningspersonalen att hålla det fastställda mönstret. Vidare innebär detta tidsbesparing framme vid fronten.

8. Avsteg från fastställt mönster registreras med hjälp av nämnda protokoll. Det ger utgångspunkter för diskussioner vid eventuella förändringar av borrplan, laddning, bedömning av fragmentering etc.

9. Huvudalternativet för laddning är ANFO.
Vid förekomst av vatten i borrhål är alternativen som används fasta sprängämnen samt plastslangsinfordrad ANFO.

10. Sprängmedlet ANFO distribueras från leverantör (Kimit) med lastbil ca 5-6 ton/lass till en mottagningssilo u j i Viscariagruvan. Silokapaciteten är 20 ton.

11. Med Kirunatruck K 162 utrustad med 2 st 700 l rostfria laddkärl sker nästa steg i distributionskedjan av ANFO från silo till Vein Miningstigens övre nivå. Laddtrucken kan användas både för ANOL resp Jet-ANOL.

12. Själva laddningsarbetet i Vein Miningstigen sker från en speciell av LKAB VISCARIA AB utformad stigortshiss (Alimak) i två våningar (2 st bryggor) se fig 9.17.
Laddutrustningen består av 2 st 300 l laddkärl med Jet-ANOL-utrustning för laddningen. ANFO-distributionen från laddtrucken till laddhissen sker via slang.
Före varje laddning av en krans utföres erforderligt gejderdemontage i stigen. Laddningen utföres manuellt. Speciella anordningar för centrering av laddslangen i det 102 mm grova hålet har framtagits.

13. Till em-skiftets slut initieras salvan (1-krans) 3-6 ton ANFO från skjutkur o j med tändsystem T-S (Nitro Nobel).
Vid sprängning av Vein Miningkrans finns ej någon personal u j.

Laddutrustning Vein-mining

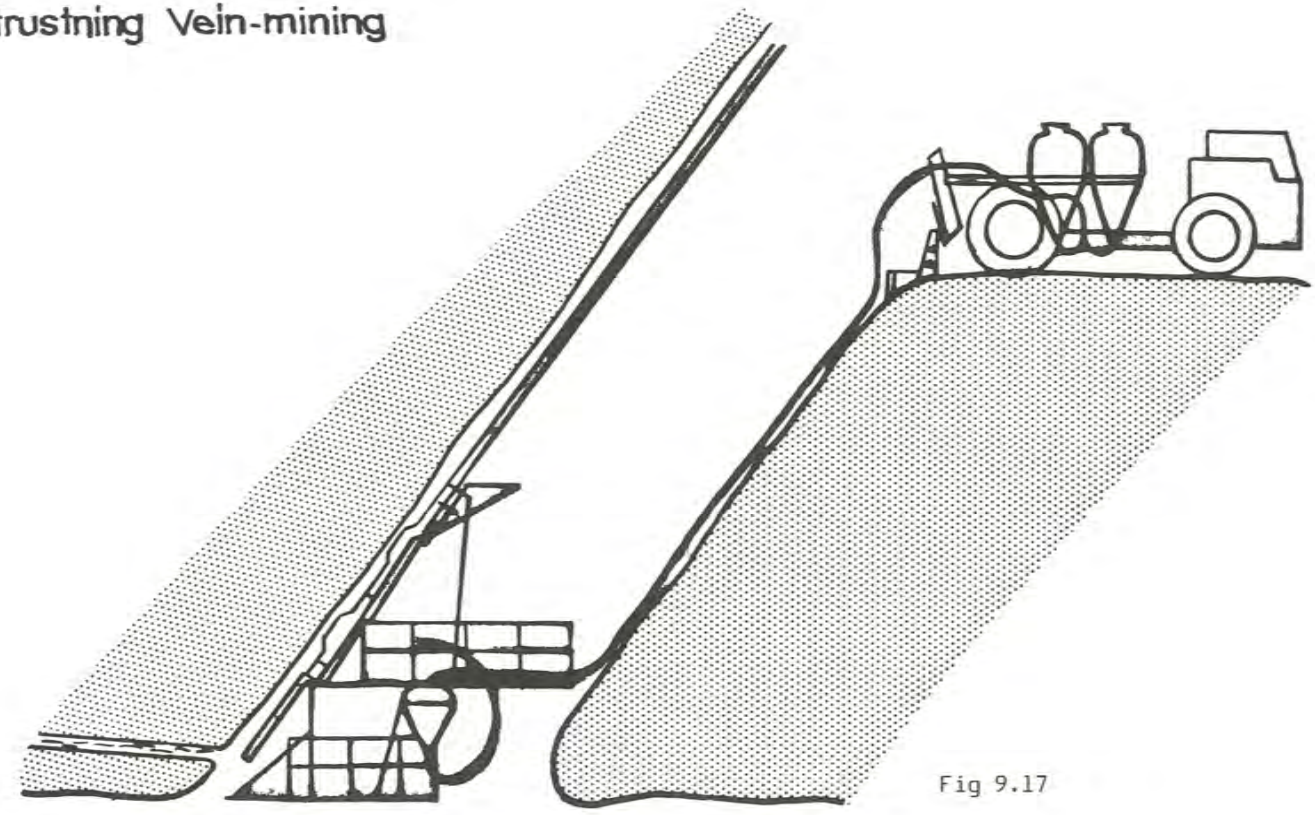


Fig 9.17

CENTRALTÄNDSYSTEM TSG 10-KANAL

Tändsystemet (TS-systemet) består av styrdon och tändapparater, fig 9.18.

Styrdonet sammankopplas med tändapparaterna via en egen telesignalkabel. Det interna telenätet kan också användas för sammankopplingen mellan enheterna. Via grenkopplingslådor sprids telesignalkabeln till s k skjututtagslådor i varje brytningsnivå.
Skjututtagslådorna utgör telelinjens ände i det brytrum där initierar av salvan önskas. I denna ände anslutes tändapparaten.
Den elektriska anslutningen från tändapparaten och fram till skjututtagslådan anslutes av skjutaren medelst en speciellt avsedd kabel med en pluggenhet som är unik för gruvan.

Styrdonets uppgift är att överföra nödvändig energi till tändapparaterna och ge skjutkommando efter avslutad uppladdning.
Styrdonet tar också emot signaler från tändappaterna och visar skjutaren varje tändapparats tillstånd.

Säkerhet
Den enda möjligheten att ladda och skjuta ges genom användning av TS-systemets styrdon. För att uppladdning av tändapparater skall kunna ske måste en signal av 100V och 1000Hz vara ansluten till tändapparatens ingång. Laddningseffekten som är max 30W ut kontinuerlig, levereras från individuella styrmodulkort.
Från övervakningsenheterna i styrdonet avkänns tillstånden för tändapparaterna med hjälp av demoldulering och detektering av frekvensen fig 9.19.
Efter att lampa "laddning klar" har tänts på styrdonet och för den givna tändapparaten, utföres skjutkommando med en vridströmställare. Samtidigt krävs att lamptryckknappen som indikerar "laddning klar" också hålles intryckt (d v s tvåhandsmanövrering).
Skjutkommandot medför en växling från 1000Hz till 1500Hz vid ungefär samma signalnivå. Detta medför en elektrisk urladdning av en kondensator som uppladdats till 4000V i tändapparaten. Själva urladdningen är förlagd till en speciellt utformad kammare där en kraftig stötvåg bildas. Via nonel-slang som är ansluten i tändapparaten, fortplantas stötvågen vidare och fram till tändkapslar, som initierar salvan i det givna brytningsrummet fig. 9.20. Därpå indikeras skjutning klar i styrdonet.

Tändsystem TSG 10 kanal

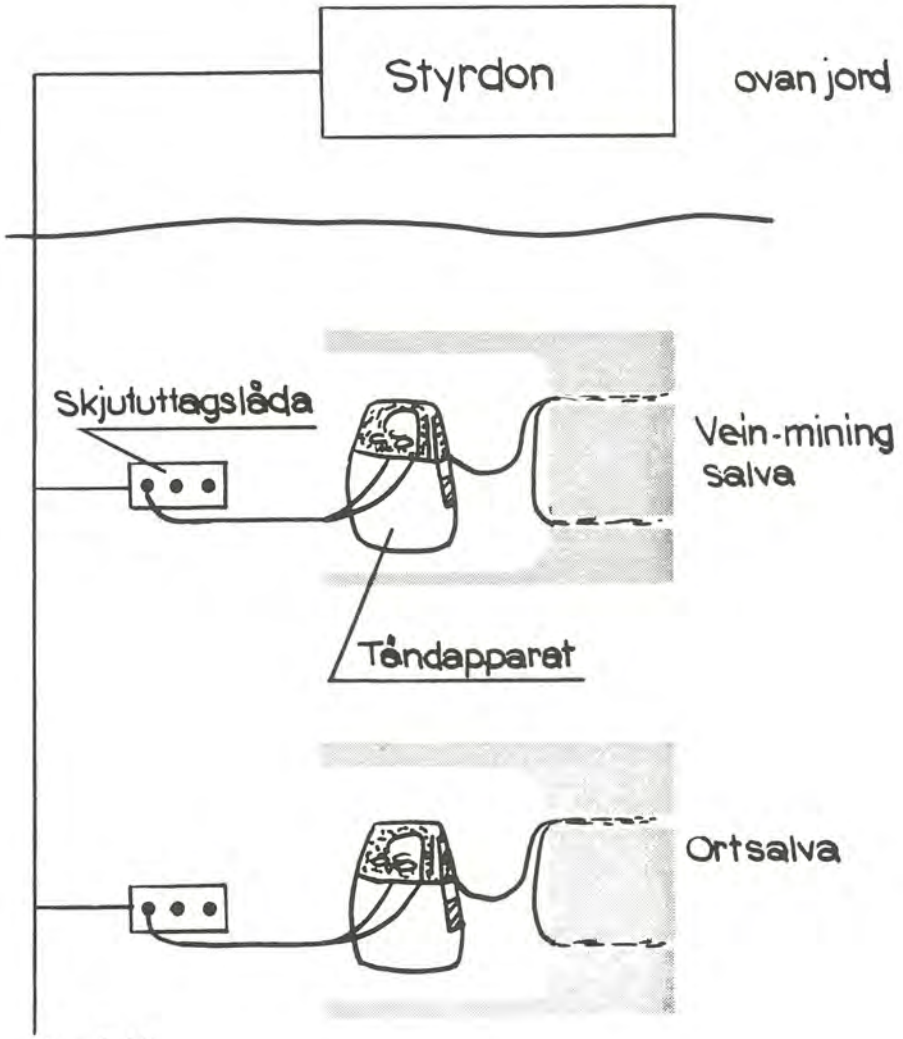


Fig 9.18

SIGNALGIVNING

TILL STYRDON SKER SIGNALGIVNING GENOM ATT TÄNDAPPARATENS EFFEKTUTTAG VARIERAR MED EN VISS FREKVENS. DENNA FREKVENS DEKTERAS I STYRDONET.

FREKVENSER:

UPPLADDNING PÅGÅR	40 Hz
UPPLADDNING KLAR	32 Hz
SKJUTNING KLAR	24 Hz
AVBROTTSKRETS I FUNKTION	27 Hz

Fig 9.19

UPPLADDNINGSSIGNAL

Uppladdningssignalen är en växelspänning
med frekvens 1000 Hz och spänningen 100 V
Först då signal "uppladdning klar" har erhållits
kan skjutkommando utsändas från styrdonet

SKJUTKOMMANDO

Skjutkommandot utgörs av en växelspänning
av 100 V och 1500 Hz
Om tändapparaten avbryter tändpulsen anger
tändapparaten detta genom att tända röd lampa
"skjutning stopp" på styrdonets panel

Fig 9.20

FUNKTION

Centraltändsystemet är sammankopplat med gruvventilationen i gruvan. Villkoret för initiering av salvor är att gruvventilationen fig 9.21 är i drift samt att portarna in till gruvan står i öppet läge.

I anrikningsverkets kontrollrum övervakas gruvans livsnerver i kontrollpaneler. Inträffar exempelvis en personskada eller ett annat larm med hög prioritet i gruvan, skall operatören medelst en tryckknapp blockera centraltändsystemet. Detta gäller enbart i samband med Vein Mining salvor.

För att undvika att tilluftstuberna till brytningsområdena rämnar av tryckvågen från dessa storsalvor, har arrangerats elektriska förreglingar på sådant sätt, att när skjutaren med en speciell nyckel öppnar centraltändsystemet, sker automatiska stopp av fläktmotorerna för enbart tilluftstuberna.
Efter att ha initierat den sista salvan från styrdonet återställer skjutaren nyckeln i ursprungsläget, varvid fläktmotorerna åter startas.

VENTILATION

Tilluft	2 st	12 m^2	stig =	240 m^3/s
	1 st	9 m^2	stig =	90 m^3/s
Frånluft	3 st	9 m^2	stig =	270 m^3/s

Tilluften förvärmes vintertid (eldningsolja E 5).
Tubventilation u j = 900 mm plasttub.

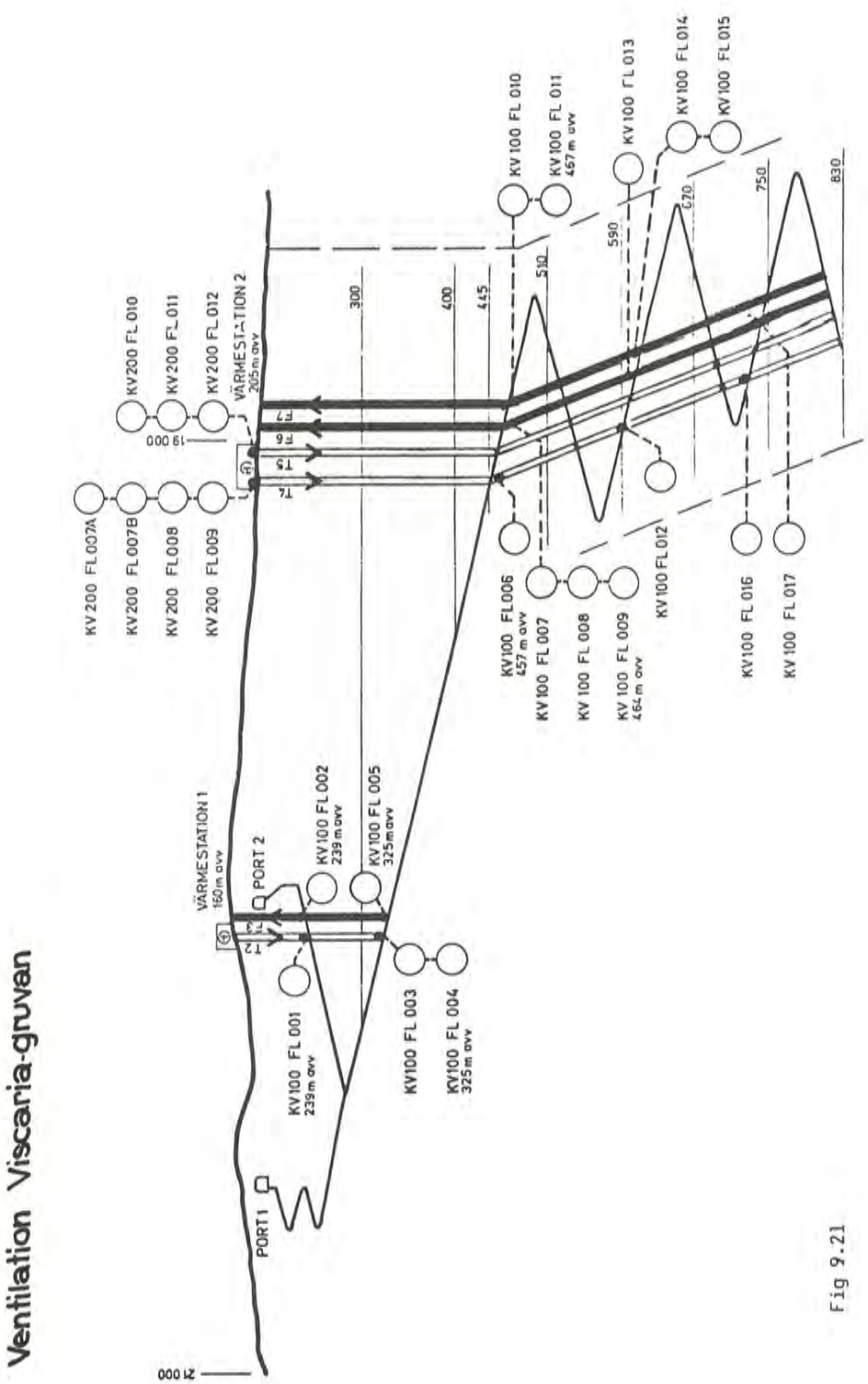

Ventilation Viscaria-gruvan
KV 200 FL 007A
KV 200 FL 007B
KV 200 FL 008
KV 200 FL 009
KV 200 FL 010
KV 200 FL 011
KV 200 FL 012
19 000
VÄRMESTATION 2
205 m ovv
T7
T6
T5
T4
300
400
445
510
590
620
750
830
KV 100 FL 010
KV 100 FL 011
457 m ovv
KV 100 FL 013
KV 100 FL 014
KV 100 FL 015
KV 100 FL 006
457 m ovv
KV 100 FL 007
KV 100 FL 008
KV 100 FL 009
464 m ovv
KV 100 FL 012
KV 100 FL 016
KV 100 FL 017
VÄRMESTATION 1
160 m ovv
PORT 2
KV 100 FL 002
239 m ovv
KV 100 FL 005
325 m ovv
T1
T2
T3
KV 100 FL 001
239 m ovv
KV 100 FL 003
KV 100 FL 004
325 m ovv
PORT 1
21 000

Fig 9.21

LASTNING OCH TRANSPORT

Produktionsberg från skivpall resp Vein-Mining direktlastas u j med Cat 980B till Kirunatruck K 501 (45-50 ton/lass). F n är 5 truckar inköpta, se fig 9.22.
Tillredningsberg transporteras med lastbilar. Truck resp lastbilstransport av malm sker till krossanläggningar o j resp mellanlager före kross. Gråberg transporteras till gråbergstipp o j. Återfyllning av bergrum u j planeras ske framledes.
Tillredning av transportsnedbana resp lastningsnivåer utföres anpassade för framtida eldrivna bergtruckar resp ellastmaskiner.
Transportsnedbanans ytbeläggning består av makadam 0-30 mm.
Skiftgående resursinsatsen 9 arbetsledare samt 136 kollektivanställda arbetar måndag - fredag 2-skift 8,4 tim/skift samt lördag och söndag 9,0 tim/skift, 3 skiftlag.
Av de 3 skiftlagen är alltid ett skiftlag ledigt (var 3:e vecka).
Total bruttotid/vecka = 102 tim.

REFERENSER

Taisto Paganus LKAB och Tommy Groth KTH
FEM-analys och stabilitetsproblem i Viscariagruvan
LKAB-rapport CTB 82-07

Börje Johansson LKAB och Bengt Leijon LuH
Resultat från bergsprängningsmätningar i Viscaria
LuH-rapport BM 1982:11

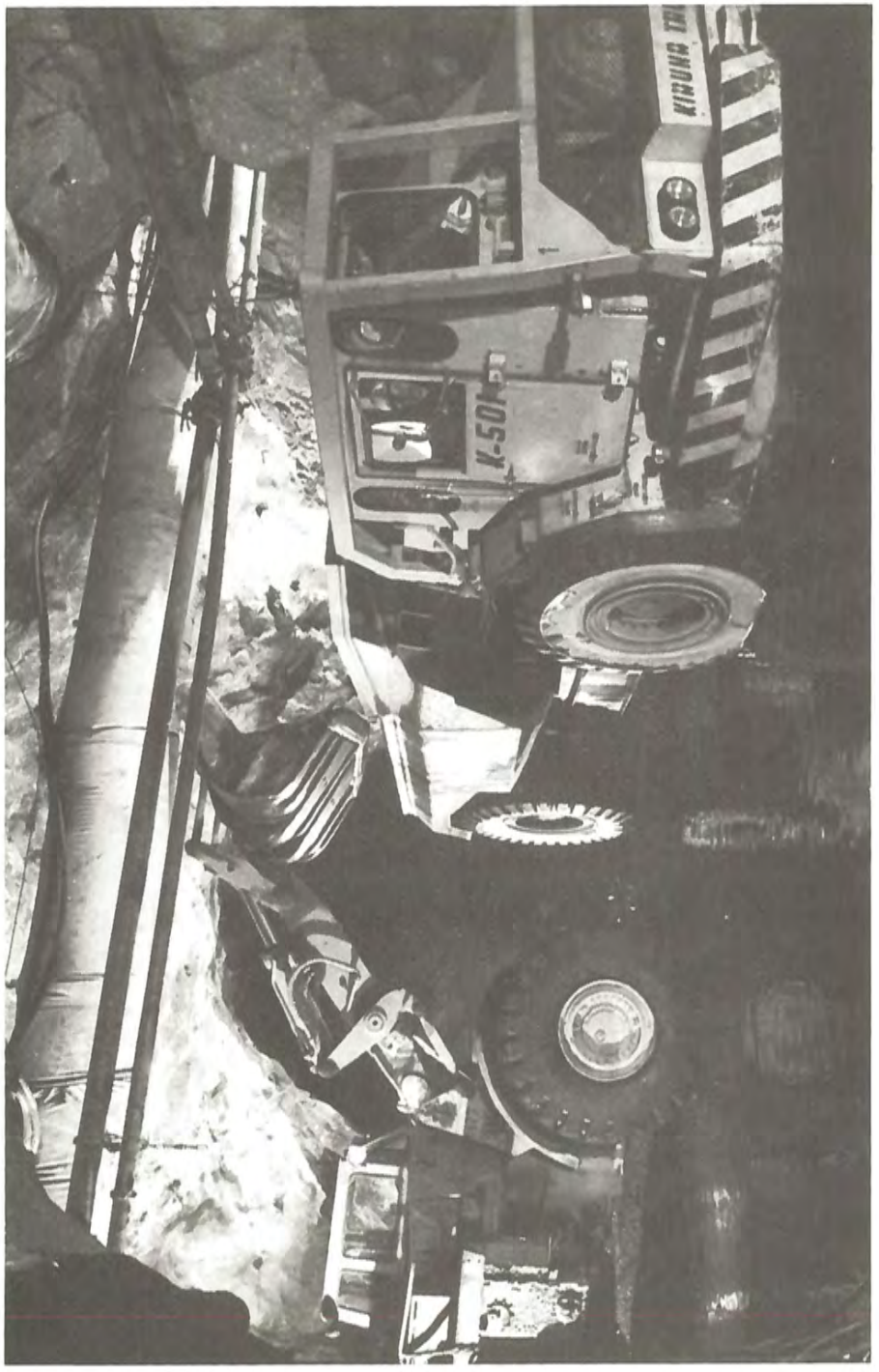


Fig 9.22

FJELLARBEIDER VED SENTRUM STASJON I OSLO

ROCK ENGINEERING AT SENTRUM STASJON, OSLO

Siv. ing. Svein Solum, Ing. F. Selmer A/S

SAMMENDRAG

Ing. F. Selmer A/S har i oppdrag for A/S Oslo Sporveier påtatt seg å bygge ny vendesløyfe rundt Sentrum stasjon. Utbyggingen er ledd i sammenknytningen av de østlige og vestlige banenett, og anlegget ligger i tett oppsprukket alunskifer under grunnvannstand i Oslo sentrum. På grunn av beliggenhet, alunskiferens svelleegenskaper ved utdrenering og grunnvannets aggresivitet overfor stål og betong, er det stilt strenge krav til utdrenering av grunn, rystelser, støy og luftforurensning.

Det er drevet systematisk forinjeksjon med injeksjonsskjermer på 12 meters lengde og kjemisk injeksjonsmiddel.

Sikringen har foregått v.h.a. spilingbolter, sprøytebetong med og uten fiber og kortere radielle bolter for å unngå punktering av injeksjonsskjermen.

Det er stilt strenge krav til rystelsene noe som har betinget drift med korte salvelengder samt utstrakt oppdeling av salvene.

SUMMARY

By the order of A/S Oslo Sporveier, Ing. F. Selmer A/S has undertaken the construction of a new "turning loop" around the Sentrum Stasjon. The tunnel is part of connecting the eastern and western subway system, and is located in heavily cracked black shale in the centre of Oslo.
Due to the location, the swelling properties of black shale upon drainage and the ground water aggressivity to steel and concrete, severe restrictions are laid on drainage, vibrationes, noise and air pollution. A systematic pregrouting using 12 m drilling holes and chemical grout is carried out. The stabilization is secured by using spiling bolts, shotcrete with and without steel fibres and short radially mounted bolts to avoid puncturing of the grout injection.

The severe restrictions on vibrations has necessitated short blasting lenghts and widely use of partial blasting.

Ing. F. Selmer A/S har i oppdrag for A/S Oslo Sporveier påtatt seg å bygge vendesløyfe for de østlige tunnelbaner. Entreprisen er ledd i den vedtatte plan om å knytte det østlige og vestlige forstads-banenett sammen, og er en av to entrepriser Ing. F. Selmer A/S har i forbindelse med sammenknytningen.
Vendesløyfen blir liggende rundt eksisterende Sentrum Stasjon med to nye toghaller, en for avstigning og en for påstigning samt gangtunneler mellom den gamle og de nye toghaller. Fig. 10.1

BELIGGENHET

Anlegget dekker et stort område under Oslo sentrum. Sett i gatenivå vil vendesløyfen strekke seg fra Oslo Domkirke i øst til 20 m vest for Rosenkrantzgt. i vest, og fra Karl Johansgt. i syd til ca. 25 m nord for Grensen i nord. Samlet lengde av ny kjøretunnel inkl. toghaller er ca. 1100 m.
Kotehøyde for skinneoverkant varierer fra kote - 13 til kote - 8,5, mens avstanden fra sprengningsprofil opp til gatenivå varierer fra 12 til 20 m. Fig. 10.2

KARAKTERISTIKA

Hele den nye stasjonen vil bli liggende i fjell, vesentlig alunskifer, og vil i sin helhet ligge under grunnvannstand. Tunnelen skal kontaktstøpes med tverrsnitt fra 37 - 80 m^2. I tillegg til "vanntett" betong, skal tunnelene tettes med kontaktinjeksjon, fuge- og betongtetting.
Hovedmengder

Forinjeksjon Stabilodur F	700.000 liter
Sprengning	85.000 fm^3
Sprøytebetong	4.000 m^3
Armering	2.200 tonn
Forskaling	30.000 m^2

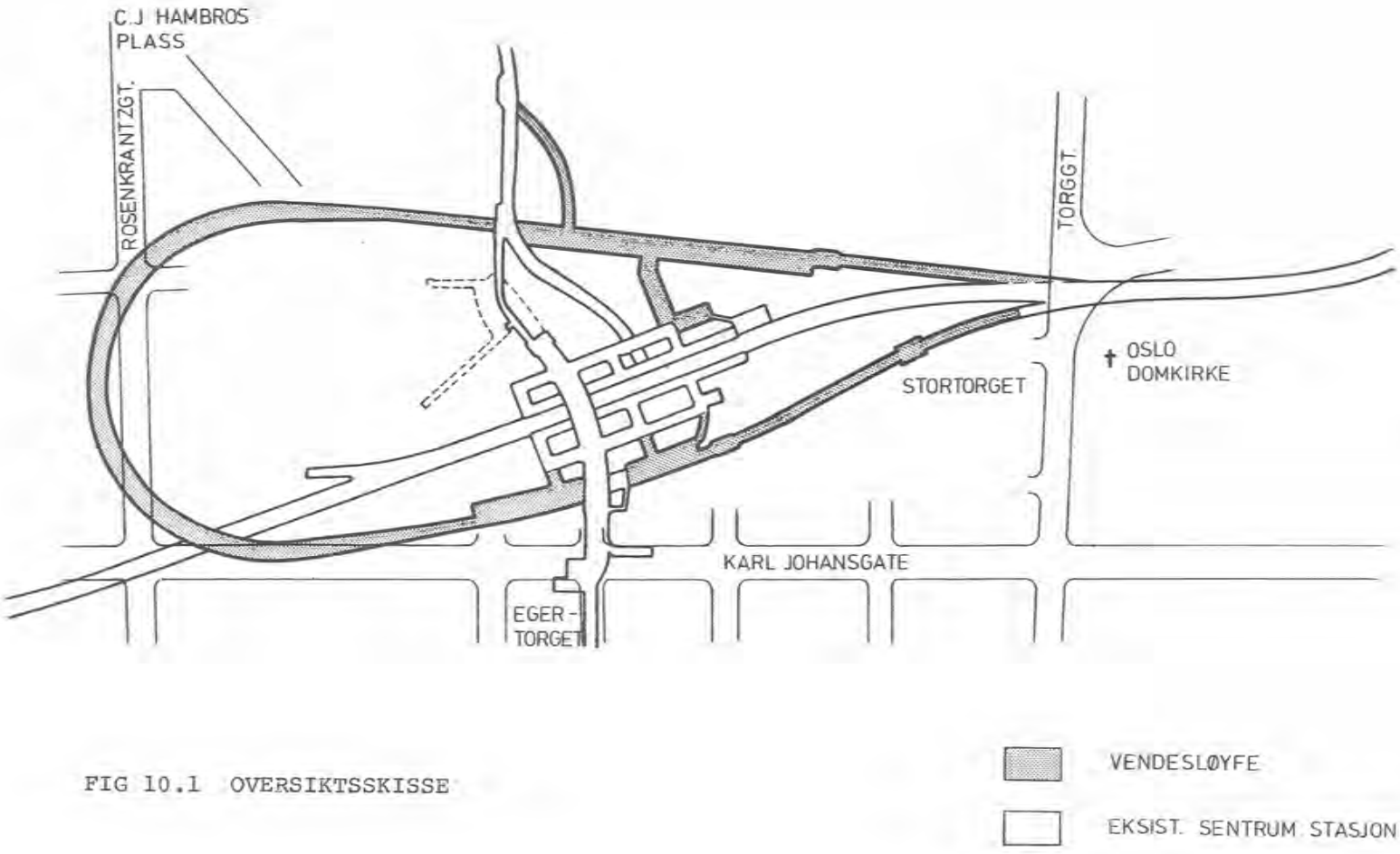


FIG 10.1 OVERSIKTSSKISSE

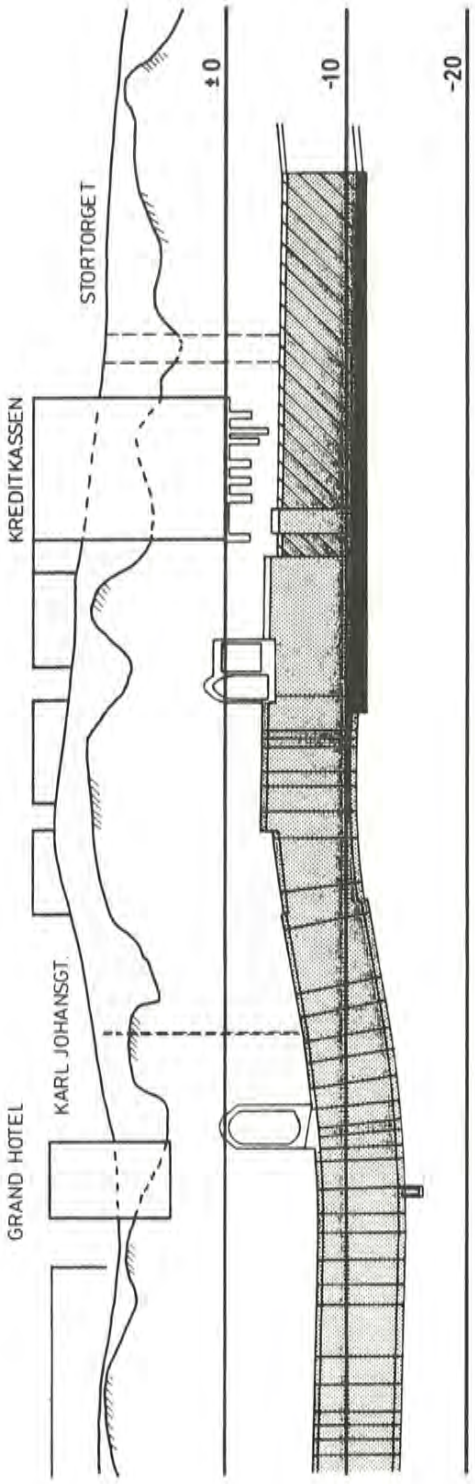


FIG 10.2 LENGDESNITT

Betong	35.000 m^3
Kontaktinjeksjon	30.000 m^2
Fugetetting	7.000 lm
Betongtetting	30.000 m^2
Riving av eksist. konstruksjon	2.000 m^3
Div. bygningsmessige arbeider.	

GEOLOGI

Hovedbergarten innen anleggsområdet er alunskifer som gjennomgående er sterkt foldet og oppsprukket. Enkelte steder finnes tynne lag av grå leirskifer i veksellagring med alunskiferen. Leirskiferen er mindre oppsprukket og betydelig hardere enn alunskiferen. Alunskiferen gjennomsettes dessuten av en rekke eruptivganger som ofte har et uregelmessig forløp og mektighet. De flattliggende eruptivganger er mænaitt, mens de mere steiltstående er omvandlet diabas. Disse kan være vanskelig å skille in situ da de utseendemessig kan ligne hverandre. Trykkfastheten for mænaitt er imidlertid vesentlig høyere enn for omvandlet diabas. Anlegget krysses av en rekke mer eller mindre markerte svakhetssoner som kompliserer stabilitetsforholdene i tunnelene, samt øker lekkasjeproblemene.

ARBEIDSMETODER

På grunn av anleggets beliggenhet midt i Oslo sentrum er det lagt stor vekt på arbeidsmetoder som forstyrrer omgivelsene minst mulig. Det gjelder i første rekke støy og rystelser, utdrenering av grunnen, tilgrising av eksisterende anlegg og gater, støv, røyk og andre luftforurensninger.
Ut- og inntransport av masser skjer på to steder på anlegget: via en transporttunnel som munner ut i gatenivå ved Teatergata og via en 25 m dyp sjakt på Stortorvet.

Sjakten på Stortorvet er etablert for å få flere angrepsmuligheter for anleggsarbeidene og redusere byggetiden. Ut i fra forholdet med naboer, vannlekkasjer, overmasser i tunnelen og erfaring fra utlandet, valgte byggherren å forsøke å ta ut fjellet ved hjelp av fresing.
Fresing skjer etter et noe annet prinsipp enn fullprofilboring, som vi kjenner i Norge, ved at en maskinenhet som går på belter, er utstyrt med en arm med fresehode i enden. Hodet er utstyrt med meisler og roterer om armen. Fresehodet presses så inn i stuffen ved hjelp av framdriften til maskinen, og armen beveges over tverrsnittet. Massen som blir liggende på sålen foran maskinen føres bak maskinen ved hjelp av transportører montert på maskinen, eller lastes opp direkte ved hjelp av ekstern lastemaskin. Fresingen på Sentrum Stasjon ble satt igang våren 1982 og etter noe justering og tilpassing av støvavsuget, viste maskinen tilfredsstillende inndrift i alunskifer, dvs. ca. $30 m^3/h$, eller 6 m enkeltsporet tunnel på et skift.
Øvre grense for økonomisk drift med fresemaskin er bergarter med enakset trykkstyrke tilsvarende i overkant av 100 MPa. En rekke andre bergartsparametre bestemmer også fresbarheten, men disse skal ikke berøres her.
Ugunstig beliggenhet av mænaittganger med enakset trykkstyrke på ca. 300 MPa samt leirskiftervekslinger og omvandlet diasbasganger med enakset trykkstyrke på ca. 100 MPa, førte til hyppige vekslinger mellom konversjonell drift og fresing. Driften etter konversjonelt opplegg ga gode resultater med hensyn til overmasser og rystelser og etter forhandlingsrunder mellom byggherre, konsulenter og entreprenør, hvor også transportavstanden på tunnelmassen ble dratt inn, ble det valgt å gå over til konversjonell drift.
Tunnelarbeidene er senere blitt utført ved hjelp av to hydrauliske tunnelrigger spesialutrustet for langhullsboring.
Det er blitt drevet vekseldrift fra sjakta på Stortorvet

samt transporttunnelen i Teatergata. Driften fra Stortorvet ble innstilt da eksisterende Sentrum Stasjon ble stengt, og de gjenstående arbeider er blitt drevet med riggen fra Teatergata-siden med gjennomkjøring gjennom eksisterende stasjon.

Arbeidssyklusen har vært

A forinjeksjon
  boring, sprengning
B sikring (ved behov)
  lasting
  sikring (ved behov)
  B inntil ny
A forinjeksjon

FORINJEKSJON

Formålet med forinjeksjonen er å

1 Hindre lekkasjer som kan forårsake skadelig senkning av poretrykk/grunnvannstand i byggeperioden.
2 Hindre lekkasjer som kan få konsekvenser for kvaliteten på støpearbeidene.

Kravet til tetthet må sees i sammenheng med mulighetene for skadevirkninger og vil derfor variere langs tunnelen. Forinjeksjonen deles på grunn av dette inn i to soner:

Sone A: Tunnelstrekninger hvor lekkasjer raskt kan føre

til senkning av poretrykk og setninger i leiravsetninger nær tunnelanlegget.

Sone B: Tunnelstrekninger for øvrig der problemene i første rekke er knyttet til muligheten for at senket grunnvannstand i byggeperioden kan føre til forvitring og svelling av alunskiferen.

Kravet til sone B er satt opp for å hindre alunskiferen fra å svelle. Alunskiferen sveller relativt hurtig ved drenering og oppfukting, f.eks. ved unormale svingninger i grunnvannsspeilet, mens den sveller langsommere ved forvitring ved oksygentilførsel.
Kravet til tettet i sone A er satt til maksimale lekkasjer på 5 l/min pr. 100 m tunnel, mans kravet i sone B er 10 l/min pr. 100 m tunnel.

Som vist på fig. 10.3 omfatter sone A selve vendesløyfen samt 60 meter av enkeltsporet tunnel under Stortorvet. Resten av tunnelen er sone B.
I tilknytning til disse krav føres det målinger av lekkasjer inn i anlegget, samt registreringer av poretrykk i målere plassert som vist på samme fig.
På grunnlag av disse målingene er soneinndelingene forskjøvet noe underveis. Kravene til tetthet betinger systematisk forinjeksjon både i sone A og sone B.

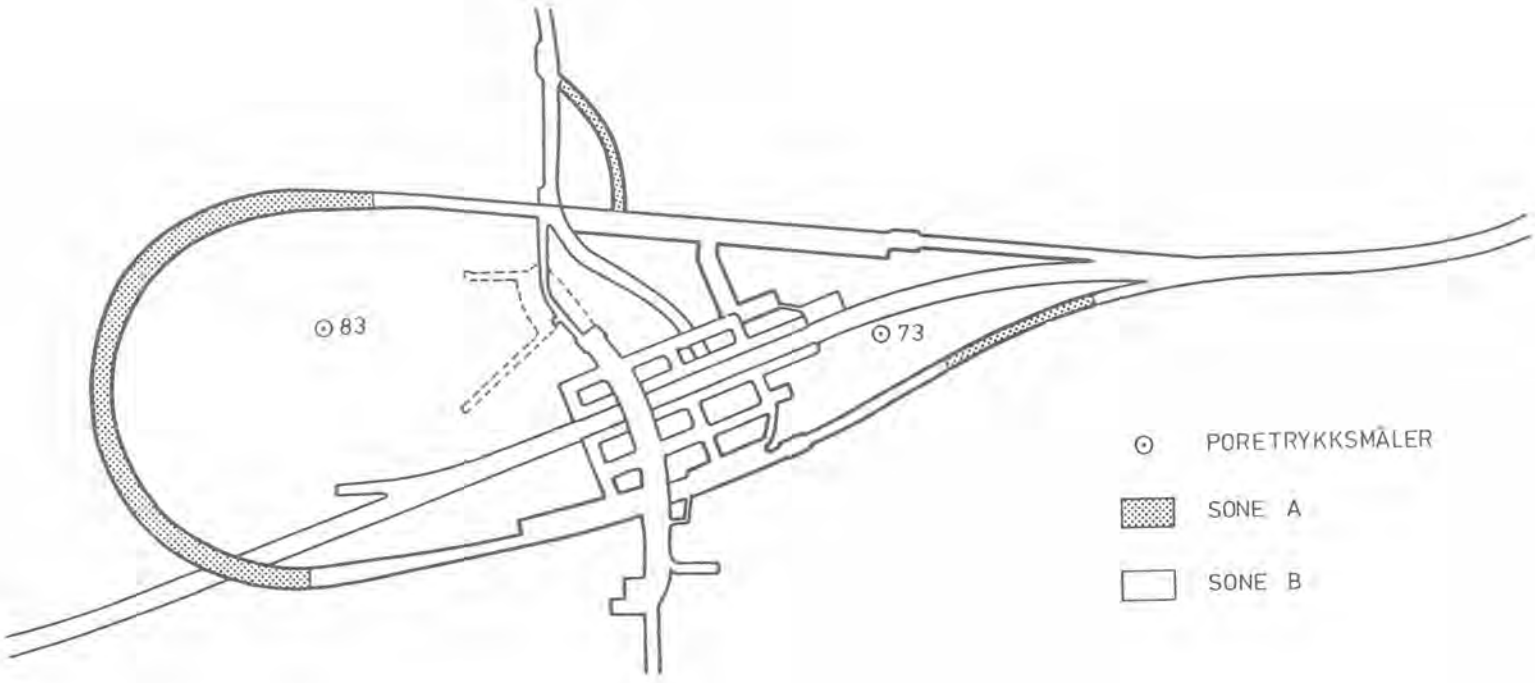


FIG 10.3 FORINJEKSJON
SONEINNDELING
PLASSERING AV PORETRYKKS-
MÅLERE

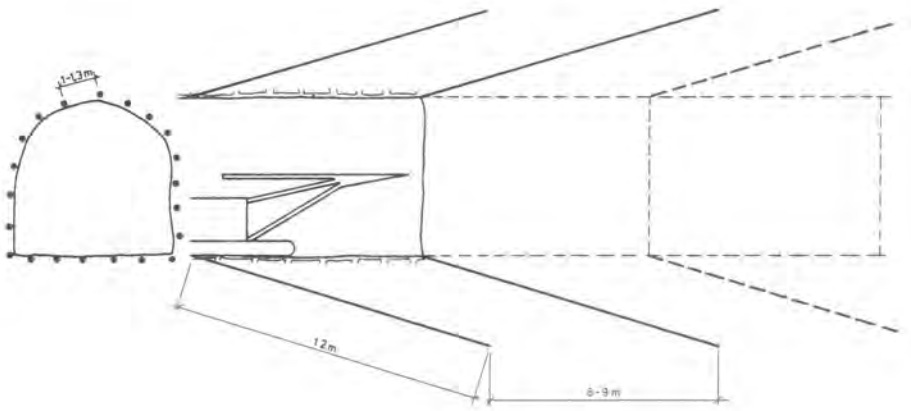


FIG. 10.4 FORINJEKSJONSPRINSIPP

Forinjeksjonen utføres ved hull som bores i konturen fra stuff og framover.
Hullene bores 12 m lange med avstand fra ende av hull til teoretisk tunnelprofil på 3,5 m. Hullavstanden i sone A er ca. 1 m og i sone B 1,3 m. Det etableres med dette en skjerm rundt tunnelprofilet. Overlapp mellom skjermene er i sone A 6 m og i sone B 3 m.
Før vanninnpressingsforsøk og/eller injeksjon, spyles borhullene rene for borkaks. Spylingen utføres med et rør utstyrt med radielle dyser og tett ende. Vanntrykket avpasses etter bergarten slik at borhullsveggene ikke blir revet opp. Dette gjelder spesielt ytterste del av hullet der pakningen plasseres.
Der det ikke er synlige lekkasjer ut av borhullene, injiseres skjermen med kjemiske midler uten vanninnpressingsforsøk.
Det opprinnelige krav var at vanninnpressingsforsøk som ga større lekkasjer enn 5 Lugeon, skulle injiseres med sement. Selv om det er målt betydelig større lekkasjer under vann-

innpressingsforsøkene, har det vist seg vanskelig å få forinjisert fjellet med sement. Dette henger blant annet sammen med partikkelstørrelsen i sementsuspensjonen i forhold til åpninger på riss og sprekker i fjellgrunnen. Forinjeksjonen i vendesløyfa er derfor utført, nesten utelukkende, med det kjemiske midlet Stabilodur F. Stabilodur F er beregnet på fine sprekker i fjell. Injeksjonsmidlet er basert på natriumsilikat som vannglass, herder og vann.
Geltiden kan normalt varieres fra 30-90 minutter, og om ønskelig, for å blokkere utganger, kan geltiden forkortes ytterligere.
Syneresen, dvs. utskillelse av vann fra gelen, er liten sammenlignet med andre silikatbaserte injeksjonsmidler.
Materialene er lite helsefarlige, men vanlige beskyttelsesmidler bør brukes ved håndtering av midlet i uherdet tilstand.
Prisen på midlet er på samme nivå som sement, mens heft på grunn av avbinding/geling er vesentlig mindre enn ved vanlig sementinjeksjon.

Mekaniske egenskaper:

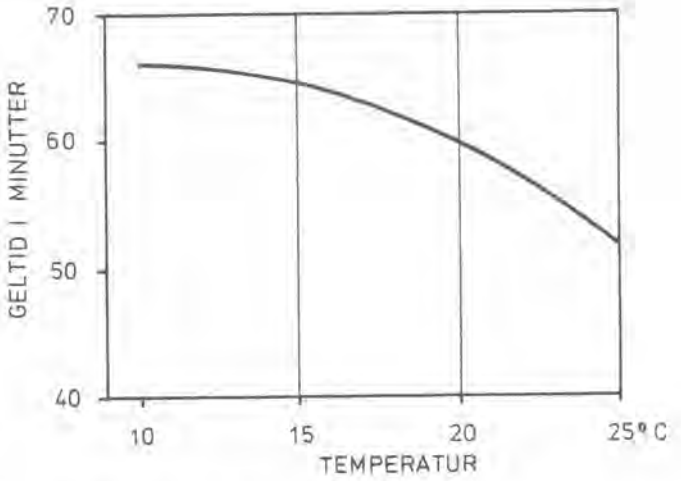


FIG 10.5 GELTID STABILODUR F
NORMAL HERDERDOSERING

Synerese: Etter to dager 2,4% på uforstyrret prøve
1,4% på omrørt prøve
Trykkfasthet: ca. 2,5 Mp/m^2 etter 10 døgn
Viscositet: 6 - 8 cp

Vanlig blanding av bestanddelene i Stabilodur F gir en geltid på 1 time. Blandingen foretas derfor like før injeksjonsmidlet pumpes inn i fjellet. Det blir injisert 6 hull samtidig ved hjelp av manifoild, og på hvert uttak på manifoilden er det montert manometer samt kran. Etter at injeksjonsrør med ekspansjonsplugg er plassert, starter injeksjonen.
Ferdigblandet injeksjonsmiddel pumpes inn i hullene, og i en viss avstand fra borehullet blir hastigheten på massen så liten at injeksjonsmassen geler. I starten ble sluttrykket satt til 2000 kN/m^2, noe som medførte store innganger av injeksjonsmasse. Dette resulterte i forsøk med senkning av sluttrykket for å kartlegge inngang av injkesjonsmasse mot størrelse på lekkasjene. Mest optimale forhold ble oppnådd med et sluttrykk på 1000 kN/m^2. Dette har senere vært det sluttrykk som har vært ønskelig å bruke.
Etter at sluttrykk er oppnådd, stenges tilførselen av injeksjonsmiddelet i et og et av hullene. Hullet er ferdiginjisert hvis manometertrykket tilnærmet holdes konstant. Ved utgang av injiseringsmasse på eller nær stuff, kan man ved å injisere et og et hull finne ut hvilket/hvilke hull som gir utgang og herdeinnholdet i injiseringsmidlet økes til hullet er blokkert.
Injeksjonsarbeidene er fulgt opp med lekkasje- og poretrykksmålinger. Lekkasjemålinger i sone A har gitt gjennomsnittlig lekkasje på 3,8 l/min pr. 100 m tunnel, mens gjennomsnittet for sone B har vært 6 l/min pr. 100 m tunnel.
Poretrykkene har man hele tiden registrert på de 31 grupper

PORETRYKKMÅLER
NR. 73 A og B KREDITKASSEN

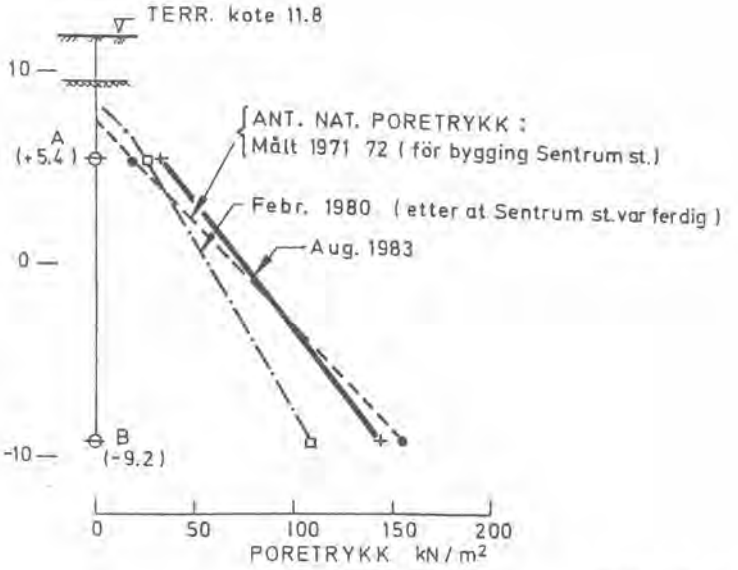


FIG 10.7

PORETRYKKSMÅLER
NR. 83 A og B SMEDKROKEN

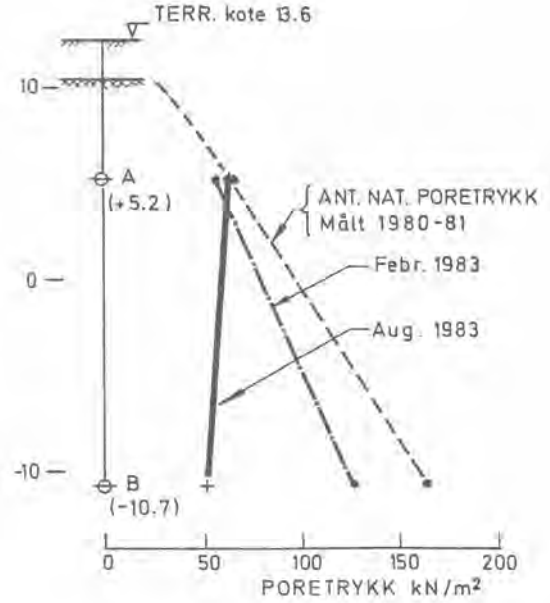


FIG 10.6.

med poretrykksmålere montert i nær tilknytning til anlegget. 21 av disse gruppene har gitt poretrykkssenkning mindre enn 5 kN/m^2. Noen få av disse igjen har til og med vist poretrykksøkning. 8 grupper av poretrykksmålerne viser en senkning i området 10-20 kN/m^2, mens 2 ligger i området 70-100 kN/m^2. Tar man for seg poretrykksmåler nr. 73A og B som representerer den første gruppen, og nr. 83A og B som representerer den største målte poretrykksreduksjon i den siste gruppen, vil disse representere kurver som vist i fig 10.6 og fig. 10.7. Av fig 10.6 kan man se at poretrykksmåler nr. 73A og B ikke viser signifikante poretrykksavvik fra antatt naturlig poretrykk. Av fig. 10.7 sees at poretrykksmåler nr. 83A og B, i nivå med tunnelhengen viser en poretrykksreduksjon på ca. 100 kN/m^2, mens man i nivå A, kote 5,2, som også ligger i fjell, ikke har poretrykksreduksjon.
Lekkasjen som vi idag har inne i tunnelanlegget er av meget lokal karakter som kan bli tatt hånd om under utstøping, og de vil ikke forringe kvaliteten på støpearbeidene.
Av dette og nevnte målinger kan man slutte at målsetningen vedørende forinjeksjon i vendesløyfa er nådd.

SIKRING

Sikringsarbeidene på anlegget har to hovedformål
1. Sikkerhet til drivere og utstyr
2. Redusere overmasser
Disse forhold er tatt vare på med følgende opplegg.

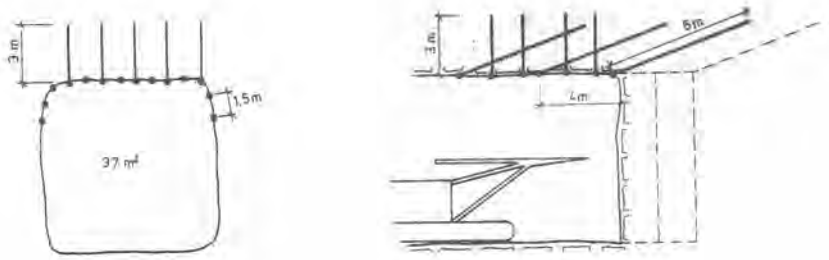


FIG 10.8 PRINSIPPSKISSE AV BOLTING

På stuff bores 6 m lange hull i konturen med en helningsvinkel på 30°. Hullene spenner fra vederlag til vederlag med innbyrdes avstand 1,0 m.
I hullene gyses fast kamstål 25 mm med hurtigherdende gysemasse. Salve bores og skytes og sikres ved behov med 5 cm. fiberarmert sprøytebetong. Salven lastes ut og det bores og gyses fast 3,0 m lange bolter radielt fra tunnelaksen, og et nytt 5 cm. tykt lag fiberarmert sprøytebetong påføres.
Lengden på de radielle boltene er bestemt ut ifra at de ikke skal punktere forinjeksjonsskjermen.
Tykkelse på sprøytebetonglagene og mengder/avstander på bolter varierer etter forholdene. Denne metode har gjort det mulig å passere større knusningssoner uten støp på stuff. På spesielt dårlige partier har det også vært nødvendig å sprute øvre del av stuffen både pga. ras under boring og stabilisering av stuffen ved injeksjon.

Sprøytebetongen som benyttes i vendesløyfen blir i dag framstilt i eget blandeverk som er rigget i sjakta på Stortorvet. Fig. 10.9. Tilslagsmaterialene fylles i blandeverket fra gatenivå, mens den ferdige betongen tas ut nede i tunnelen.

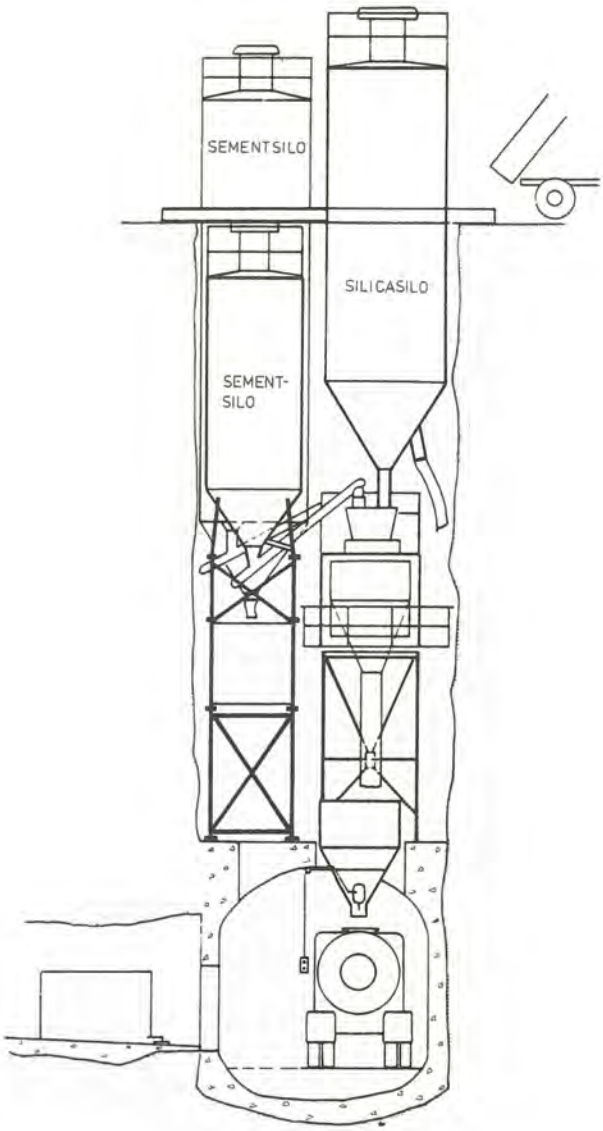


FIG 10.9 BETONGBLANDEVERK

BORING, SPRENGNING

Det sier seg selv at sprengning av tunnel med tverrsnitt opptil 80 m^2 under forhold vist på fig. 10.10 byr på problemer.

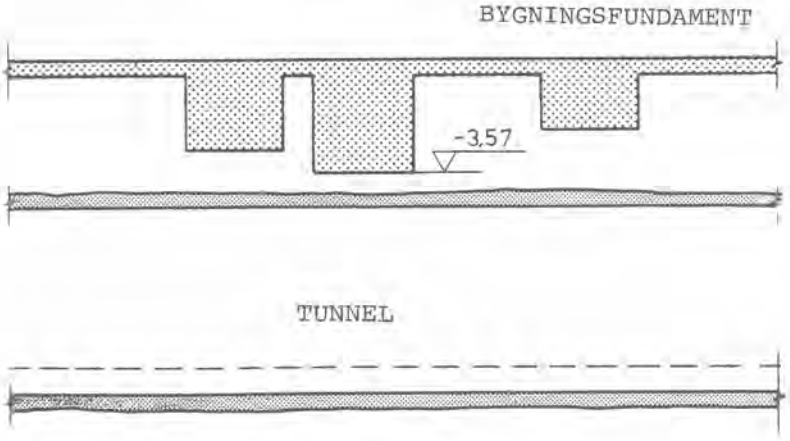
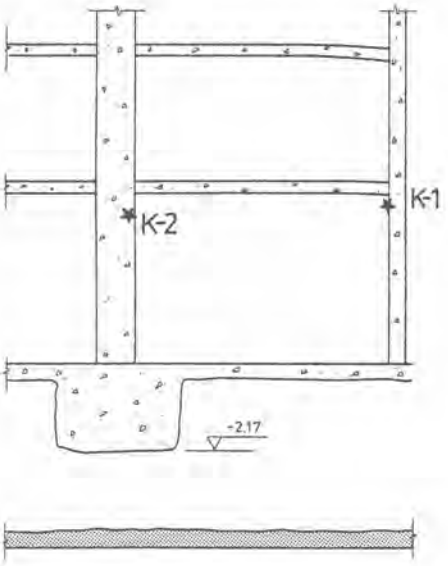


FIG 10.10

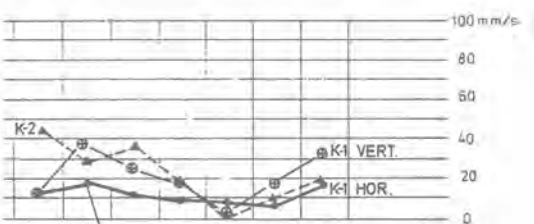
Det generelle krav til rystelser på anlegget er maks. amplitude på 100 um og svingehastighet på 50 mm/sek. For spesielle bygninger er kravene henholdsvis 50 um og 20 mm/sek.
Under anleggets gang har det hele tiden vært et press på entreprenøren til å overholde de sist nevnte krav, dvs. at alle bygninger skal behandles som spesielle. Dette reiser spørsmål av prinsipiell karakter. F.eks. kan førstemann som etablerer seg i et utbyggingsområde innstalere datautstyr og bestemme strenge krav til rystelser for senere utbyggere?
Før sprengningsarbeidene ble igangsatt kartla en undersøkelseskomite bygningsmassen som kunne bli berørt av

sprengningen i vendesløyfa. I dag blir bygningsmassen undersøkt pånу for å kartlegge eventuelle skader pga. sprengningene. Det er hittil innrapportert skader i størrelsesorden 20.000 kr.
Varslingsrutinene ved sprengning har vært omfattende. Umiddelbart over anlegget er det virksomheter av forskjellig art som betinger individuell behandling. Avistrykkeriene har presser som må gå ved salve, bankene har alarm- og datasystemer som må slås av, teatre, kinoer, hoteller, restauranter og forretninger har publikum som må varsles, o.s.v.
På grunn av varslingsrutinene og orientering av berørte naboer har det vært relativt få klager under byggeperioden. Boringen på anlegget er utført med 2 stk. hydraulaggregater. Pga. bergartens lave trykkstyrke er slagtrykket på bormaskinene redusert til et minimum. Av samme grunn har skjærborkroner vist bedre resultat enn stiftborkroner.
Til grovhullsboring er benyttet 4" krone mens salven forøvrig er boret med 45 mm krone.
Det er systematisk brukt parallellhullskutt bestående av 4 grovhull. Kutten er lagt lengst mulig ned i profilet pga. rystelsene. Salvelengden har variert fra 3 meter til 1,20 meter, mens profilet er sprengt i fra 2 til 4 etapper. Byggherren har fulgt opp med rystelsesmålinger. Målerne er flyttet i takt med framdriften på anlegget og er plassert i bebyggelsen så nære stuff som mulig. Det er benyttet instrumenter som har målt rystelsene på hvert enkelt tennerintervall noe som har vært til hjelp for entreprenøren for å justere inn salvene.
Et eksempel på plassering av rystelsesinstrumenter, maksimale rystelser og salveplan er vist på fig. 10.11.



TUNNEL







SALVEPLAN FOR SALVE
14/7-82 DEL 3

FIG 10.11

ANLEGGSTEKNISK KVARTER - GJENNOMFØRINGEN AV DE LANGE TUNNELENE PÅ SØRLANDSBANEN

The excavation of the long tunnels at the Southern line of the Norwegian Railways.

Sivilingeniør Håkon Hartmark, NSB.

SAMMENDRAG

De store tunnelarbeidene på Sørlandsbanen ble gjennomført like før og under den annen verdenskrig i årene 1936 - 1943.

De 3 lengste tunnelene på henholdsvis 9,06 - 8,47 og 5,71 km har tverrsnitt på ca. 30 m2 og er drevet i et grunnfjellsområde karakterisert ved sterkt oppsprukket granitt.

Tunnelene ble drevet med maskindrift, for det meste med fullt profil og med anvendelse av forskjellige typer tunnelbukker, delvis forsynt med utstyr for skifting av steinvagger. Opplastingen foregikk delvis for hånd og delvis med Eimco-Finlay lasteapparat. Utstøpningen er foretatt i forskaling med drenering bak støpen.

Problemer med bergslag og ras sinket inndriften og medførte ulykker. Så sent som 5 år etter at tunnelen var tatt i bruk oppsto et større ras idet utstøpningen brøt sammen, sannsynligvis som følge av svelleleiretrykk.

SUMMARY

The excavation of the long tunnels on the Southern line of the Norwegian Railways was carried out in the years 1936-43, just before and during the Second World War.

The three longest tunnels, respectively 9,06 - 8,47 and 5,71 km long have a cross section of 30 m2 and is excavated through an area with bedrock, caracterized by very fisured granite.

The boring was carried out by Ingersoll-Rand drilling machines mounted on special bore frames, partly equiped with facilities for shunting of waggons. The loading of stone was partly made by hand and partly by Eimco-Finlay loading machine. The lining is made by cast concrete.

5 years after the opening of the tunnel a break down of the lining due to swelling clay caused a slide that stopped the railway trafik for several weeks.

På en konferanse preget av moderne tunneldrift med emulsjonssprengstoff og fullboremaskiner må et foredrag om jernbanetunneler utført i tiden før og under den annen verdenskrig fortone seg som den rene nostalgi. Som formannen uttrykte i velkomsttalen på forrige høst-arrangement må vi ha tid til å mimre litt over fortiden selv om det er dagen i morgen vi er mest opptatt av. I håp om å kunne plassere utviklingen i et perspektiv til for-tiden tillater jeg meg å stjele et kvarter av tilhørernes tid for å fortelle om de store tunnelarbeidene som Norges Statsbaner gjennomførte for å føre jernbanen gjennom Sørlandets heier til Stavanger.

Jeg vil beskrive de 3 lengste tunnelene som er vist på fig. 1, nemlig

Hægebostadtunnelen	8,47 km
Kvinesheitunnelen	9,06 "
Gylandstunnelen	5,71 "

Disse tunnelene, med jernbanetverrsnitt på ca. 30 m2 var for datiden gigantiske tunnelprosjekter som bare var over-gått av de store alpetunneler bygget ved århundreskiftet.

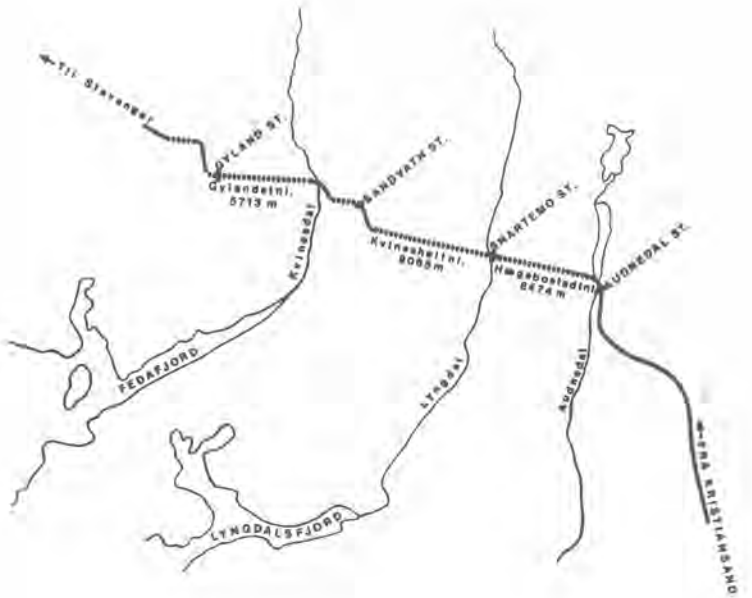


Fig. 1. De lange tunnelene på Sørlandsbanen.

CEOLOGI

Vi er innenfor det sørlandske grunnfjellsområde karakterisert ved en rekke nord-sydgående skarpt markerte dalstrøk med nakne heier imellom. Opprinnelig er dalene anlagt etter bruddsoner i fjellmassivet mens bre-isen har meislet dalene bredere og dypere.

Den fremherskende bergart er granitt, som også kan opptre i sterkt presset form som gneisgranitt. Påvirket av store tektoniske krefter er granitten ofte meget oppsprukket og sleppet, til dels i blokkform. Stygge råtaganger kom til å volde store problemer for tunneldriften og krevet langt mere utmuring enn opprinnelig forutsatt.

Bergslag eller "sprakefjell" som det populært kaltes, var et konstant problem og risikomoment for tunneldriften. Hele store flatbrødleiver av fjell kunne til tider springe løs av fjellet.

LINJEFØRING

Tunnelene er stort sett lagt rettlinjet, bortsett fra at Hægebostadtunnelen har en 400 m kurve i østre ende.

I overensstemmelse med den tids prinsipp for god teknisk planlegging var linjen bygget i "massebalanse" og de store mengder tunnelstein ble anvendt til planering for tilstøtende linje og stasjoner som derfor kom til å ligge på høye fyllinger.



Fig. 2. Primitiv transport i forskjæring.

Stikningen ble utført både ved polygondrag over heiene og ved triangulering. Trianguleringen ble etter avtale med daværende professor ved NTH Tor Eika og under hans ledelse utført som "store eksamensarbeide".

Avvikene i høyde- og sideretning fremgår av tabellen.

	Avvikelse i mm	
	Høyde	Side
Hægebostadtunnelen	4	92
Kvinesheitunnelen	48	109
Gylandstunnelen	81	55

De to lengste tunnelene er lagt i stigning vestover på 10-12 o/oo omtrent til midten av tunnelen og derfra med 3 o/oo fall vestover. Gylandstunnelen er lagt med 3-5 o/oo fall.

TUNNELDRIFTEN

På den tid anlegget Kristiansand - Moi, som det het, ble satt igang var det ingen opplagt sak at tunnelene skulle drives med maskindrift. Avd.ing. Moes diagram for akordprisen ved tunneldrift gjengitt i professor Hejes lærebok ved NTH fra 1941 er karakteristisk i så måte.

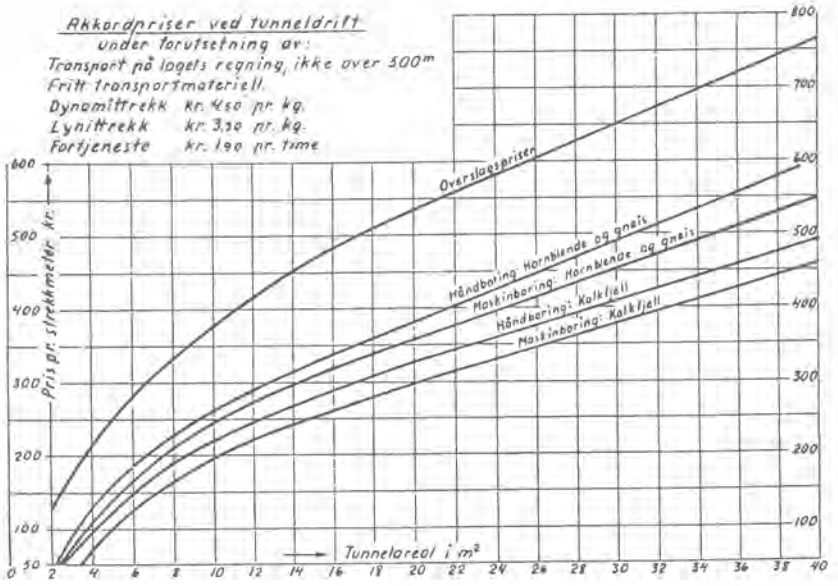


Fig. 3. Avd.ing. Moes diagram for akkordpris ved tunneldrift.

Det konkluderes med at "Håndrift faller så godt som alltid billigere enn maskindrift, når det ses bort fra renter i anleggstiden".

Imidlertid jernbanen var den gang en rentabel bedrift og tross vanskeligheter med å få bevilgning til innkjøp av utenlandske maskiner i en tid med stor arbeidsløshet ble maskindrift valgt i første omgang for Kvinesheitunnelen.

De første 100 m av Hægebostadtunnelen ble drevet med håndboring og hestetransport inntil man også der og ved Gylandstunnelen gikk over til maskindrift.

Ved Kvinesheitunnelen, hvor maskindriften først kom igang utviklet avdelingsingeniør A.G. Fasting og oppsynsmann Ingebret Fossum en tunnelbukk som særlig tok sikte på at borere og lastere ikke skulle komme i veien for hverandre.

Som det fremgår av fig. 4 gikk bukken på skinnegang med sporvidde 3,8 m så to 1½ m3 vagger på 60 cm skinnegang kunne passere mellom bukkebenene.

De bærende deler av utliggeren besto av grove rør som samtidig ledet trykkluft og vann til bormaskinene.

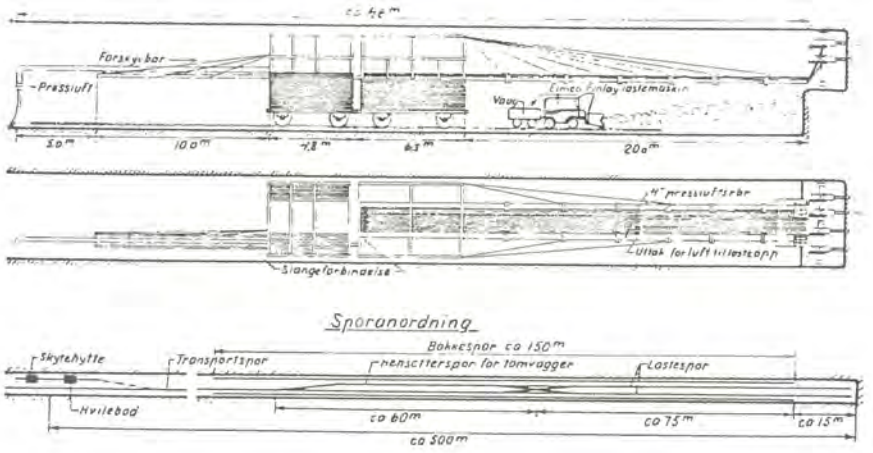


Fig. 4. Kvinesheibukken.

Til boringen ble for det meste benyttet Ingersoll-Rand bormaskiner med vanlig kullstoffstål som måtte ut for hvessing etter noen desimeter boring.

Opplastingen foregikk med Eimco-Finlay trykkluftdrevet lastemaskin karakterisert ved en opplastingsskuff som etter å være fyllt med stein kaster denne bakover til etterhengt vagg. Utstyret var effektivt men laget sammen med bormaskinene et øredøvende leven. Da arbeidstilsyn den gang var et relativt ukjent begrep var de fleste tunnelarbeidere sterkt hørselsvekket før oppnådd aldersgrense.

Boring og skyting foregikk på den måte at "galleriet", øvre del av tunneltverrsnittet ble drevet foran en salvelengde på ca. 2,5 m med 45 horisontale hull. Bunnpallen ble boret opp med 18 loddrette hull. Alle ladninger ble fyrt av i en salve med vanlige sekundtennere.

Tunnelen ble drevet på 3 skift, hvert skift med 18 mann for selve inndriften + 2 mann til grøften + lok.fører, tippfolk, smed og pressekjører, i alt 25 mann pr. skift.

Med fullt profil var inndriften ca. 28 m pr. uke pr. innslag, som i beste år ga 1240 m årsinndrift.

Det var en viss konkurranse mellom de forskjellige stuffer om størst mulig inndrift. I Gylandstunnelen ble det anvendt en annen type tunnelbukk, den såkalte Rianbukken, utformet av avdelingsingeniør E. Rian og først tatt i bruk ved Sira tunnel lenger vest.

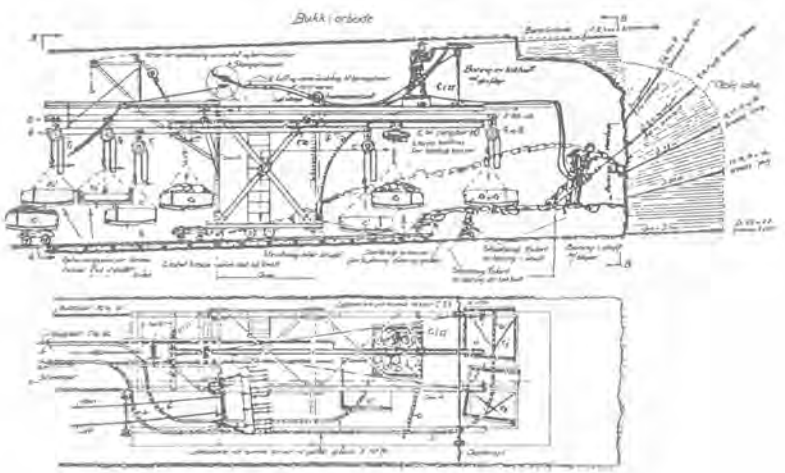


Fig. 5. Rians tunnelbukk.

Konstruksjonen og driftsprinsippet fremgår av fig. 5 og forutsetter håndlasting med krafse og brett. Konstruksjonen ser på tegningen ganske komplisert ut, men er i virkeligheten nokså enkel. Når vaggene er kjørt inn til bukken bakfra tar en talje som drives med trykkluft vaggkassen av understellet, heiser den litt opp og fører den etter en høytliggende kjøreskinne frem mellom bukkebena og setter kassen på steinhaugen. Da kjøreskinnen går i rundgang krysser ikke de tomme og de lastede vaggene hverandre. Opplastingen går kontinuerlig mens boringen av liggere i taket og "engelskmenn" i stuff bores opp. Nederste hull bores etter at lastingen er ferdig. Driftsmåten krevde 7 mann mindre på stuff, men ukeinndriften ble noe mindre enn ved Kvinesheibukken.

ANLEGGSDRIFTEN UNDER KRIGEN

I september 1940 kom det kort og militært ordre fra okupasjonsmakten om at tunnelene skulle være ferdig og skinnenelagt til Stavanger i løpet av vel et år, til 1. nov. 1941. Selvfølgelig var dette en umulighet idet både Hægebostad og Gyland tunneler bare var halveis utdrevet. Protester nyttet imidlertid ikke. "Die Termine" måtte holdes.

Okupasjonsmakten hadde opprettet en "Bauleitung Südlandsbahn" som skulle tilse at anleggsdriften gikk som planlagt. Den normale arbeidsstyrke på anlegget som var til sammen 1000 mann økte raskt til inntil vel 4000. Brakker, biler brukbare og ikke brukbare maskiner ble øst ut over anlegget. Derimot manglet man viktige fornødenheter som mat og gummistøvler, oljetøy, viktige saker i en tunnel som var lekk som en sil.

Anleggets ledelse satt mellom barken og veden. Ikke ønsket de noen åpning i nær fremtid, men på den annen side ønsket de at det arbeid som ble utført skulle være av høy kvalitet med tanke på jernbanens liv etter krigen.

Tyskerne var ikke fornøyd og satte inn et tysk entreprenørfirma på flere av stuffene. Det gikk ikke bedre enn at det tyske firma bare greide samme antall meter stoll som jernbanens folk hadde greid fullt profil og det tyske firma ble kuttet ut.

Den tyske overkikador måtte erkjenne at vel kunne tyskerne lære nordmennene adskillig om krigføring - men når det gjaldt tunneldrift var det nok omvendt. Først i desember 1943 - to år etter den fastsatte termin kunne skinnene knyttes sammen østfra og vestfra.

SIKRINGSARBEIDER

En jernbanetunnel hvor toget skal passere i 130 km/time stilles det store krav til sikkerheten. Med det oppsprukne fjell med stor vannføring og mange råtaganger var det nødvendig å foreta omfattende utstøpning. Spesielt gjelder dette Hægebostadtunnelen som er utstøpt i nesten hele sin lengde. De andre tunnelene er ca. 50% utstøpt.

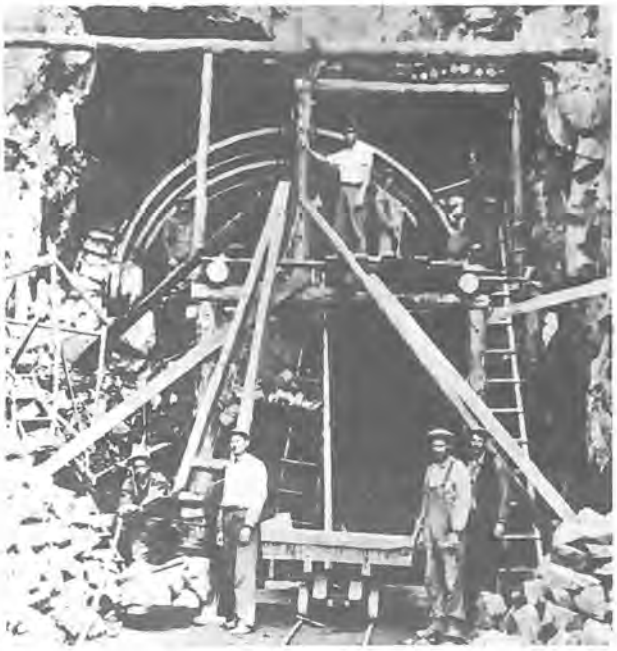


Fig. 6. Tunnelutstøpning ved portal.

Utstøpningen er foretatt in situ i forskaling med vederlag og hvelv. Det er i prinsippet en drenert utstøpning med overdekning av grus eller stein slik at vannet kan dreneres ut til linjegrøft på sidene. Stort sett er utstøpningen vellykket og det har vært lite vannlekkasje. Betongteknologien var vel ikke særlig utviklet, men det ble i hvert fall brukt rikelig med sement. Om Bauleitung kunne kontrollere inndriften var det vanskeligere å kontrollere sementforbruket og det ble ikke spart. Etter hva det fortelles var det ikke få sekker sement som også havnet uåpnet bak støpen ut fra teorien: Mye sement i tunnelen - lite til befestninger.

RAS

Et større ras oppsto i Hægebostadtunnelen på et tidspunkt da det ble drevet stolldrift og man holdt på med strossing i taket. Stollen hadde vært stemplet og det utvidede parti var blitt avstemplet med nytt tømmer. Under dette arbeidet raste tunneltaket ned i ca. 8 m lengde og opptil 14 m over bunnen. Stempling og stivere ble knust og lå innfiltret i rasmassene. For å sikre dette parti ble det slått en transportstoll og en stigort utenom raset og opp i "kirkehvelvet". Fra denne ble det da foretatt rensk, stempling og utstøpning, hvoretter senere vanlig tunnelhvelv ble støpt i normal høyde.

Flere år etter at banen var åpnet, nemlig i 1948 gikk det et lignende ras i Kvinesheitunnelen på et utstøpt parti. Dette var ganske dramatisk da Sørlandsbanen ble blokkert fra 3. april til 25. juni.

Raset utviklet seg fra et hull i støpen i toppen av hvelvet hvor vann og stein strømmet ut gjennom hullet. Stempling ble igangsatt, men nedbrytningen av utstøpningen fortsatte bare videre hurtigere enn det var mulig å etablere sikringsforanstaltningen. Stadig nye planer ble utarbeidet, men nye ras oppstod.

15. april var det imidlertid bestemt å gå frem på lignende måte som i sin tid i Hægebostadtunnelen, med stoll og stigort for å sikre hvelvet i toppen. Etterhånden lyktes det under farefulle og vanskelige forhold å foreta stempling og senere utstøping slik at sikkerheten i tunnelen var gjenopprettet.

Rasutviklingen er meget detaljert beskrevet uten at det er trukket noen entydig konklusjon med hensyn til årsaken. Massene som raste ut besto sammen med store mengder vann av alle fraksjoner fra steinblokker til leire. Geolog Rosenlund antyder imidlertid utvidelse av leirmineralene som en vesentlig årsak selv om begrepet svelleleiretrykk på den tiden ikke var oppfunnet.

ANLEGGSARBEIDENES OFRE

Anlegget av Sørlandsbanen krevde mange menneskeliv, til sammen 64, fra det egentlige Sørlandsbaneanlegg startet på Kongsberg i 1912 til banens åpning i Stavanger. Årene under annen verdenskrig med forsert drift og mange uvante arbeidere ruver i statistikken med hele 23 dødsofre. Dårlig fjell i tunnelene og sammenstuing av for mange folk på trange arbeidsområder får ta sin del av skylden. På Snartemo stasjon er det reist en minnestøtte med navnene på de som forulykket under anleggsarbeidet Kristiansand - Moi. De som kan vitne om helseskade som silikose, hørselsvekkelse og lignende er stort sett borte i dag.

Når vi ser tilbake på den tekniske utvikling som tunneldriften har gjennomgått skal vi heller ikke glemme den delen av utviklingen som er karakterisert ved et mere menneskeverdig miljø for de som sliter dagens byrde.



Fig. 7. Inn for dagskift i Hægebostadtunnelen.

Litteratur:

Lorentzen, R.A.: Minneverket om Sørlandsbanen. Dreyer 1949.

Overingeniøren for Kristiansand - Moi: Kvinesheitunnelen. Medd. fra NSB, nr. 3, 1940.

Rosenlund, A.L.: Kvinesheitunnelen. Brudd på utmuring den 2.4.48. (Intern rapport, NSB, Geoteknisk kontor.)

Ledang, A.: Dagbok vedkommende ras i Kvineshei tunnel. (NSB, Kristiansand distrikt.)

Mathisen, John: Sikringsarbeider i jernbanetunneler. (Tekniske Meddelelser, NSB, DK 624.191.8 (481) = 396.

Nordang, B. og Falck-Ytter, Å.: Tunnelbygging på Sørlandsbanen vest, foreløpig med håndrift. (Teknisk Ukeblad 23.03.33.)

Rian, E.: Rians lasteapparat i tunneler. (Meddelelser fra NSB, nr. 1, 1938.)

Heje, K.: Vei- og jernbanebygging. (Oslo, 1945.)

TUNNELPROSJEKTET KALSTØ - KÅRSTØ

THE TUNNEL PROJECT KALSTØ - KÅRSTØ

Sivilingeniør Kjell Holestøl, Ingeniør A. B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

Kalstø - Kårstø tunnelene er en del av Statpipeprosjektet. Tunnelprosjektet består av tre undersjøiske tunneler på tilsammen 12 km. Tunnelenes dypeste punkt ligger 180 meter under havflaten. Tunnelene skal forbli tørre i driftsfasen og er derfor utstyrt med permanente pumpestasjoner, lys og ventilasjon. Selv om gjennomføringen av dette prosjektet har gått uten større problemer, bør det ved planleggingen av fremtidige undersjøiske tunneler fortsatt legges stor vekt på forundersøkelser og driveopplegg for å sikre gjennomførbarheten.

SUMMARY

The Kalstø - Kårstø tunnels are a part of the Statpipe project. The tunnel project consists of 3 subsea tunnels with a total length of 12 km. The low point of the tunnels lies 180 m below sea level. The tunnels are to remain dry throughout the lifetime of the project and are therfore equipped with permanent pumpstations, lighting and ventilation.

Even though this project has been accomplished without major problems future subsea tunnels should be planned with greath emphasis on subsurface investigations and excution procedures to ensure feasibility.

INNLEDNING

De tre undersjøiske tunnelene mellom Kalstø og Kårstø utgjør tilsammen 12 km av landtraséen (20 km) for gassrørledningen i Statpipe prosjektet. Sett i forhold til hele Statpipe prosjektet, er denne delen liten både i lengde såvel som i kostnad og har derfor lett for å bli "glemt" i tekst og omtale.

For oss bygg-folk som har stelt med prosjektet, er det klart at dette er et pionerprosjekt både nasjonalt og internasjonalt og et prosjekt som vil bety mye for fremtidig undersjøiske tunneler enten de skal føre gass eller biltrafikk.

Tiden for dette innlegget tillater ikke å gå inn på detaljer, men jeg kan henvise til det etterfølgende foredrag av Vadheim om erfaringene fra tunneldriften og til foredraget av Klüver på Bergmekanikkdagen om erfaringer vedrørende ingeniørgeologien.

TRASÉ, LENGDEPROFIL OG TVERRSNITT

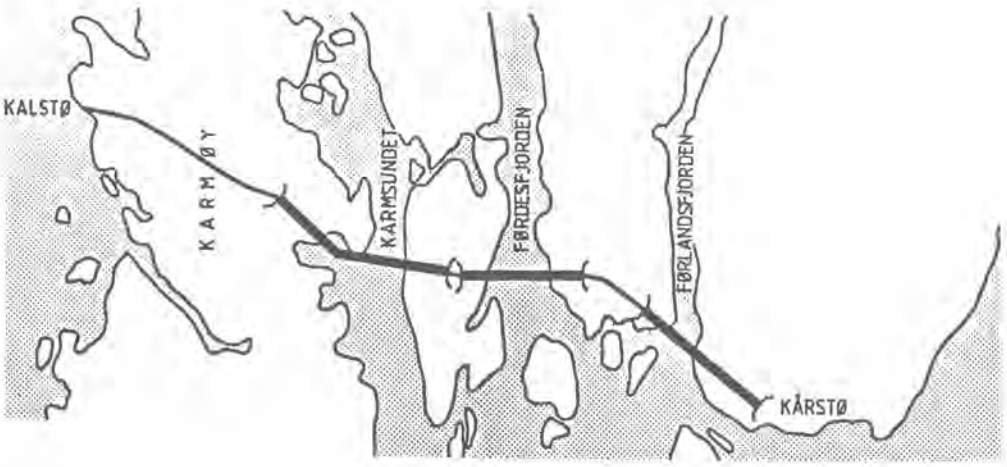


Fig. 1 Plan

Tunnelløsningen og traséen er valgt etter utredning av flere alternativer. Hovedargumentene i favør av tunnelløsning fremfor en grøfteløsning, var sterkt redusert antall konfliktområder som bebyggelse, fjordkrysninger, terrenginngrep etc.

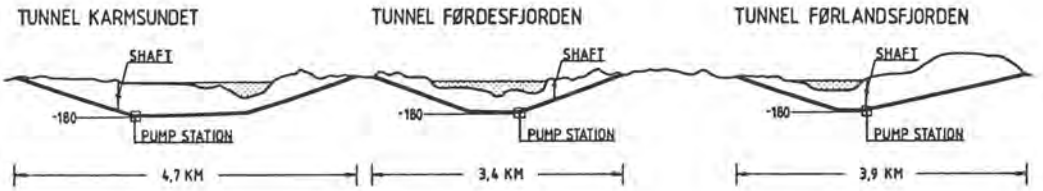


Fig. 2 Profiler

Bestemmende for traséer og lengdeprofil var kortest mulige tunnellengder (byggetid var på kritisk linje i totalprogrammet), konvensjonell tunneldrift, minimum fjelloverdekning under fjordene på 50 m og linjeføring som muliggjorde rørmontasje. Disse kriteriene ga tre tunneler under hver av fjordene med 4,8, 3,4 og 3,9 km lengder, bratteste fall mot lavpunktene på 1:7 og laveste punkt på 180 m under havnivået.

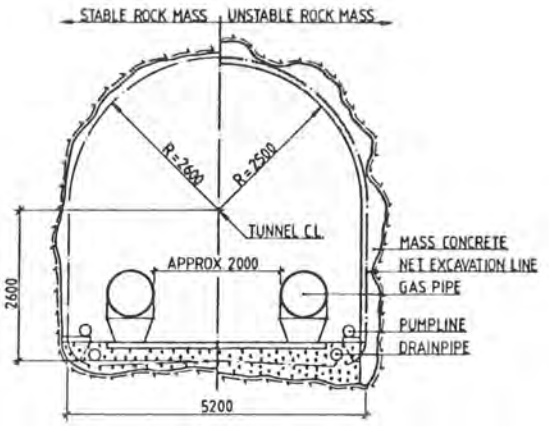


Fig. 3. Tverrsnitt

For utformingen av tunneltverrsnittet var drivemetoden bestemmende for høyden (kjørebane, tykkelse, maskinhøyde og størrelse på ventilasjonsduk), og gassrørplassering (krav til klaring til vegg og permanent adkomst) bestemmende for bredden. Disse kravene førte til et teoretisk sprengningstverrsnitt på 24 m2.

For anbud ble tunnelen Karmsundet og Førdesfjorden slått sammen til en entreprise. Tunnel Førlandsfjorden ble satt bort i en entreprise.

Tunnelene skal forbli tørre i driftstiden og skal kunne inspiseres og vedlikeholdes. De er derfor utstyrt med lys og ventilasjon. Det kan her nevnes at det i prosjekteringsfasen ble vurdert å la tunnelene være vannfylte etter at gassrørene var installert. Dette ble forkastet da eventuelle gasslekkasjeer ble antatt å kunne føre til total ødeleggelse av fjellet over tunnelene.

INSTALLASJONER

Innredningen i tunnelene består foruten selve gassrørene av rørfundamenter, betongplate, kabelbruer med kabler og lys. Videre skal det installeres et system for registrering av eventuelle gasslekkasjer. I knekkpunktene skal gassrørene forankres i betongblokker.

I tunnelenes lavpunkter er det en pumpestasjon hvorfra lekkasjevannet pumpes opp til overflaten via sjakter.

Nær påhuggene på Karmøy og Kårstø skal tunnelene stenges av med betongplugger dimensjonert for å motstå trykket fra en eventuell gasseksplosjon i tunnelene.

Dagkonstruksjoner knyttet til tunnelanlegget er sjakthus, tunnelportaler og kontrollbygg.

ERFARINGER

Gjennomføringen av dette prosjektet har vist at det normalt ikke er stor forskjell mellom å drive undersjøiske tunneler eller landtunneler. Det faktum at arbeidet her har gått glattere enn mange hadde ventet, bør imidlertid ikke forlede oss til å tro at det vil gå like glatt på andre lignende prosjekter.

Undersjøiske tunneler er og blir spesielle nettopp fordi de er undersjøiske. Grundige forundersøkelser og gjennomtenkt driveopplegg vil derfor fortsatt måtte stå i fokus ved planleggingen av slike prosjekter for å sikre gjennomførbarheten.

TUNNELDRIFT FOR GASSLEDNING UNDER FJORDER. ERFARINGER FRA KÅRSTØ ANLEGGET.

UNDERSEA TUNNELING FOR GASPIPELINE. EXPERIENCE FROM THE KÅRSTØ PROJECT.

Ingeniør Arne Reidar Vadheim, I/S Høyer Ellefsen/F. Selmer.

SAMMENDRAG

I desember 1981 ble et arbeidsfellesskap bestående av A/S Høyer Ellefsen og F. Selmer A/S tildelt entrepisen vedr. utførelse av de bygningsmessige arbeider for:

- Tunnel Karmsundet
- Tunnel Førdesfjorden

Byggherre for entreprisen er Statoil.

Tilriggingsarbeidene startet i januar 1982 og ca. 15. februar s. å. var tunneldriften igang fra ialt fire stuffer.

Selv om begge entreprenørbedrifter har lang erfaring med tunneldrift under fjellvann, elver etc., var fjordkrysninger en ny og spennende utfordring, hvor tidligere erfaringer nok var noe mangelfull.

Det ble derfor prioritert å vare best mulig forberedt på de situasjoner som kunne oppstå, og spesiell oppmerksomhet ble viet vannlekkasjer med de problemer dette kunne medføre m.h.t. fremdrift, vannlensing og korrosjon.

Etter at begge tunneler nå er ferdig drevet kan vi imidlertid konstatere at vannlekkasjer ikke voldte særlige problemer. Derimot ble omfanget og vanskelighetsgrad av stabilitetssikring vesentlig større enn forutsatt.

SUMMARY

In December 1983 a J/V consisting of the two companies A/S Høyer-Ellefsen and Ing. F. Selmer A/S was awarded the contract of executing the tunnels below the seabed of the fjords:

- Karmsundet and
- Førdesfjorden.

The client is Statoil, The National Oilcompany of Norway. The tunnels are designed to carry the gaspipelines from the North Sea to

the Kårstø onshore gasterminal. The preparatory works started in January 1982 and medio February same year the excavation could commence at four tunnelfaces.

Even though both companies had long experience in tunneling under lakes and rivers, crossing below a fjord was a new and thrilling challenge.

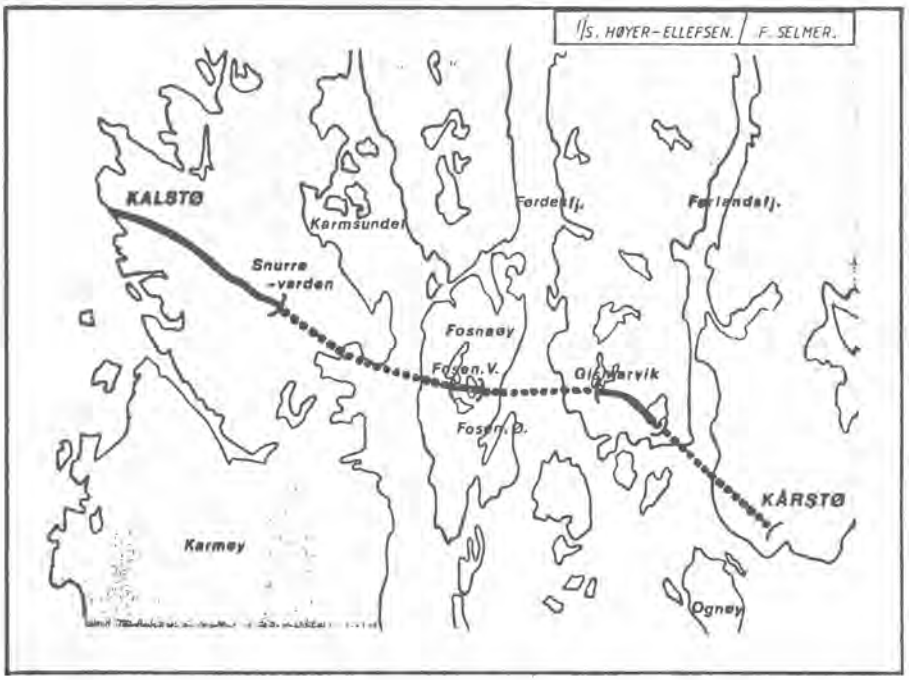
Preparation for all possible events was given top priority with special attention to the hazards connected with inflow of water and all its consequences such as delays, pumping and corrosion.

After the completion of both tunnels it can be stated that water seepage did not cause any major problem while the ground and face-support works became significantly more extensive and difficult than expected.

INNLEDNING

13/11-1981 ble det fra en rekke norske entreprenører inngitt tilbud på utførelse av tre gassrørtunneler i forbindelse med ilandføring av gass fra Statfjordfeltet til Kårstø.

Etter omfattende forhandlinger ble det 28/12-1981 gitt startordre til to entreprenør-sammenslutninger vedrørende utførelse av de tre tunnelene. Kfr. figur 1



Figur 1. Oversikt over tunnelprosjekt fra Karmøy til Kårstø.

Entreprise 1: Tunnel Karmsundet og
Tunnel Førdesfjorden.

Hovedentreprenør:

I/S Høyer-Ellefsen/F. Selmer

Entreprise 2: Tunnel Førlandsfjorden

Hovedentreprenør:

AVR – Furuholmen.

På vegne av Statpipe-gruppen opptrer Statoil som byggherre for alle arbeider i tilknytning til Kårstøutbyggingen.

Byggherrens bygningstekniske konsulent under byggetiden er A. B. Berdal.

Dette innlegg omtaler erfaringer fra gjennomføringen av tunnelarbeidene i Entreprise 1.

Følgende hoveddata kan anføres:

	KARMSUNDET	FØRDESFJORDEN
Lengde	4.800	3.200
Tverrsnitt	27 m^2	27 m^2
Fallforhold	1:8	1:7
Lengde flatsåle	ca. 600 m	ca. 1.600 m

Begge tunnelene i entreprisen er nå ferdig drevet og gjennomslag var h.h.v. 6/7-83 og 18/8-83 for Førdesfjorden og Karmsundet.

Til tross for en ommfattende økning i sikringsvolumet utover forventet sikringsvolum, (ca. 70%) ble arbeidene gjennomført i overkant av et halvt år før opprinnelig fremdriftsprognose.

DRIFTSOPPLEGG – TEKNISK UTRUSTNING

Tunnelene under Karmsundet og Førdesfjorden er drevet fra 4 stuffer. Regnet fra vest mot øst er dette:

- Snurrevarden
- Fosen Vest
- Fosen Øst
- Gismarvik

Opplegget for selve tunneldriften har vært:

- boring med el. hydraulisk borrigg.
- lasting med hjullastere.
- transport med lastebildumpere

Arbeidstiden har stort sett fulgt en utvidet 2-skiftsdrift med to uker i arbeid og en uke fri.

Det som skiller denne entreprisen fra det vi har vært vant til fra andre tunnelanlegg er den systematiske forberedelse som er gjort for å kunne møte eventuelle problemer i forbindelse med:

- korrosjon på maskiner og utstyr p.g.a. salt vannlekkaje.
- vannlekkasjer i uvante mengder
- uvanlig mye sikrings- og tettingsarbeider.

Jeg vil i fortsettelsen forsøke å gi et kort sammendrag av de forberedelsene som er gjort.

- Korrosjon på maskiner og utstyr..

Fra Mongstad hadde vi tildels dårlige erfaringer med saltvann i kontakt med maskiner.

Vi valgte derfor å ta korrosjonsproblemstillingen alvorlig slik at vi ikke risikerte å sitte igjen med en "rusthaug" etter avsluttet drift.

I løpet av den første fasen av tunneldriften ble de mest utsatte maskiner som borrigger, hjullastere og traktorer etc. innsatt med rusthindrende stoff av typen Tuff-Kote Dinol.

Stoffet leveres i flere farger slik at maskinen får tilnærmet orginal farge. Stoffet kleber ikke og står godt mot olje.

Etter avsluttet drift kan vi slå fast av det som er mest sårbart m.h.t. korrosjon i saltvannsmiljø er:

- bremser
- elektrisk anlegg.

Konklusjonen etter avsluttet drift er at maskinene har meget små korrosjonsskader. Dette mener vi skyldes rustbehandlingen og kanskje enda viktigere, en systematisk rengjøring av maskinene i driftstiden.

- Vannlensing.

Kontraktens krav til vannlensing var at:

- det til enhver tid under tunneldriften, skulle være installert pumper for å lense inntil 4.000 l/min pr. stuff.

- det på anlegget fantes et beredskapsopplegg av rør og pumper for å pumpe ytterligere 2.000 l/min. Beredskapsopplegget var felles for 4 stuffer.

Ut fra disse kravene dimensjonerte vi vårt pumpeopplegg.

I grove trekk kan pumpesystemet beskrives med følgende stikkord:

Kfr. figur 2.

Pumper: type Sala.

Hver pumpestasjon er bygget opp av to pumpetyper.

- en grop-pumpe

- en horisontalpumpe.

Disse pumpene er montert sammen til en enhet i en 4.000 l stålkum. Hver enhet har en teoretisk lensekapasitet på 2.000 l/min. mot 83 mvs.

To slike enheter utgjør en pumpestasjon med lensekapasitet 4.000 l/min. Hver av enhetene er knyttet til en pumpeledning.

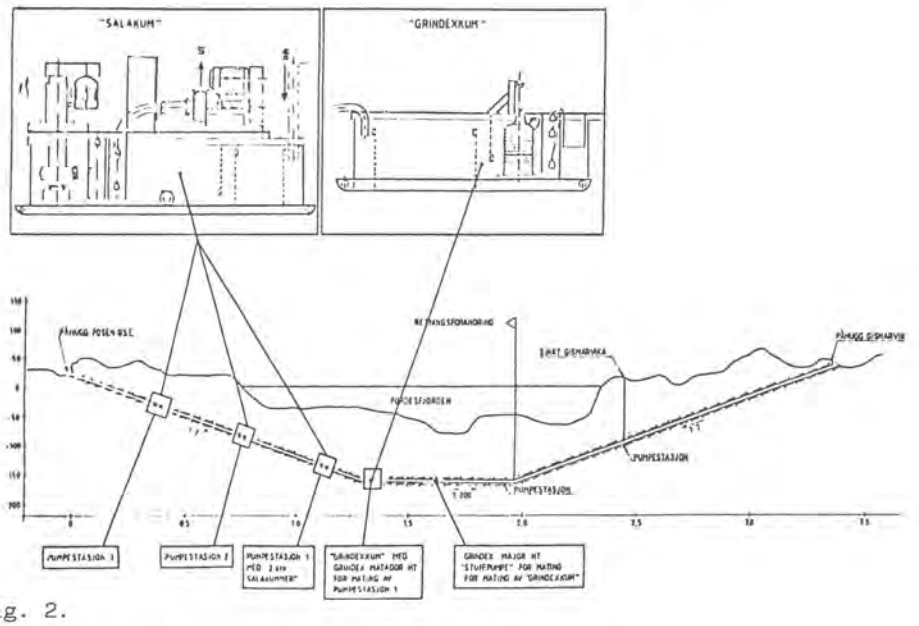


Fig. 2.

Figuren viser pumpeopplegg for en stuff.

For å beskytte pumpene mot slitasje og korrosjon er de innvendig belagt med neoprengummi.

Som pumpeledning er det benyttet en 6" og en 8" rørledning av galvanisert Alvenius rør. Ledningene er montert i hengen i tunnelen. Kapasiteten ligger godt i overkant av kravet. For å sikre drift på pumpene ved strømutfall ble det på alle fire stuffer montert nødaggregater med kapasitet på 500 KVA.

Nødaggregatene er koblet slik at de starter automatisk ved nettutfall, og stopper når strømmen kommer igjen.

Våre erfaringer med pumpeanlegget kan kort sammenfattes slik:

- Vannet som er pumpet ut har vært sjøvann med tildels mye slam. Det meste av slammet er skilt ut i pumpekummene i tunnelen, samt i en slamkum i dagen. Slamkummene er regelmessig tømt for slam ved hjelp av en vakumpumpe (landbrukstank) og tank montert på en lastebil. Endel av slammet er avleiret i rørene, men dette har til nå ikke skapt problemer.

- Salapumpene, som er innvendig gummibelagt, har gått så og si hele tiden uten driftsproblemer. Slitasje i pumpene er nesten ikke merkbar etter vel ett års drift.

- De største driftsproblemene med lenseopplegget har vært i slangeforbindelser og rørskjøter, samt slitasje i rør med bulker.

De vannmengdene vi har hatt, har vært små i forhold til installert pumpekapasitet. Gjennomsnittlig vannmengde før gjennomslag har vært ca. 300 l/min. pr. stuff.

Etter gjennomslag er halvparten av pumpeopplegget demontert, og vannmengden pr. pumpesystem er nå ca. 600 l/min.

Det ble arrangert test på pumpesystemet før vi kom til de mest utsatte områdene og testen viste at lensing av 4.000 l/min var fullt mulig.

Vi er allikevel glad for at vi aldri fikk en realistisk test med lekkasjer opp mot innstallert lensekapasitet.

- Sikringsberedskap

For å være forberedt på hurtig å kunne takle de sikrings- og lekkasje-problemer som kunne tenkes å oppstå, måtte vi allerede fra start mobilisere omfattende beredskap av sikringsutstyr.

Utover vanlig sikringsutrustning som bolter, band, nett etc. var vi forpliktet å mobilisere følgende utrustninger på alle fire tunnelstuffer:

- Komplett sprutbetong utrustning.

- Komplett injeksjonsutrustning.

- Støpeskjold og annen nødvendig rigg for utstøpning.

Alt dette utstyret viste seg å være nødvendig for gjennomføringen av prosjektet.

FJELLFORHOLD - PROGNOSE OG ERFARING

Før tunnel-prosjektet ble satt igang ble det gjennomført omfattende geologiske forundersøkelser.

Såvel kartlegging i dagen, akustiske målinger, flyfototolkninger, seismikk og kjerneboring ble foretatt.

Ser man på bergartsfordelingen fra vest mot øst opptrer følgende bergarter i traceen.

Tunnel Karmsundet:	Grønnstein
	Grønnskifter
	Meta sandstein
	Fyllit
	Gneis
Tunnel Førdesfjord:	Gneis

For ytterligere omtale av de geologiske forhold vedrørende tunnelene, henvises til siv. ing. H. Klyvers foredrag under årets Bergmekanikk-dager.

Vurdering av fjellforhold på anbudsstadiet

De geologiske forundersøkelsene indikerte at man kom til å møte tildels store sikringsproblemer i forbindelse med tunneldriften. Tidligere erfaringer med slike tunneler var dessuten mangelfulle. Det var derfor nødvendig å analysere de forventede problemer nokså grundig før en startet opp tunneldrivingen.

Figur 3 og 4 viser en fordeling av kontraktens sikringsprognose for de to tunnelene. Selv om denne fordelingen i virkeligheten ble en del annerledes, har vi hatt stor nytte av å tenke igjennom de problemene vi sto overfor.

På denne fremstillingen bør en spesielt merke seg de problemene som var forventet i forbindelse med krysningen av "dyprenna" under Karmsundet. Geologisk sett var dette partiet klassifisert som metasandstein.

- Realisert sikring i forhold til prosjektert.

Regner en om de oppførte sikringsmengdene til tidforbruk, kan vi få en håndgripelig målestokk på hva sikringsarbeidene utgjør i det totale bildet.

For de to tunnelene har vi følgende forhold mellom forventet og utført sikring.

	Forventet	Utført
Karmsundet	0,16 skift/lm	0,26 skift/lm.
Førdesfjord	0,26 skift/lm	0,45 skift/lm.

Dette gjelder fremdriftshemmende sikring utregnet etter følgende ekvivalenttabell:

Arbeider foran stuff

Sonderboring utført som slagboring	0,06 skift/10 m
Sonderboring utført som kjerneboring	Ingen tidsforlengelse
Vanntapsmåling ved slagboring	0,25 skift/10 stk.
Lekkasjemåling ved slagboring	0,1 skift/10 stk.
Injeksjon: hefttid (t) dividert på antall timer pr. skift (7,5 timer)	$\frac{t}{7,5}$ skift

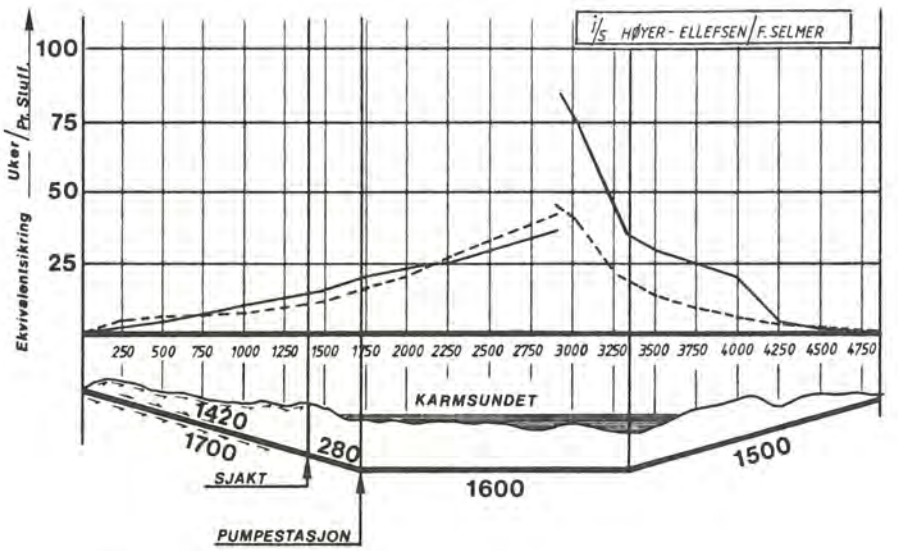
Arbeider på stuff

Ekstrarensk, manuell:	
Antall timeverk (t) dividert på produktet av antall stuffmannskap (= 3 stk.) og antall timer pr. skift (7,5 timer)	$\frac{tv}{22,5}$ skift
Bolting	0,25 skift/10 stk.
Sikringsnett	0,2 skift/10 m^2
Stigebånd	0,05 skift/10 lm
Sprøytebetong, uarmert	0,5 skift/10 m^3
Armering av sprøytebetong	0,3 skift/10 m^2
Tillegg for oppriggingog klargjøring pr. sprøytested	0,15 skift/gang
Tilsetting av fibre til sprøytebetong	Ingen tidsforforlengelse
Skrittvis betongutstøping med min. 3,0 m støpelengde	8 skift/10 lm
Ekstra betong	0,1 skift/10 m^3
Tillegg for 2,5 - 3 m støpelengde	2 skift/10 lm

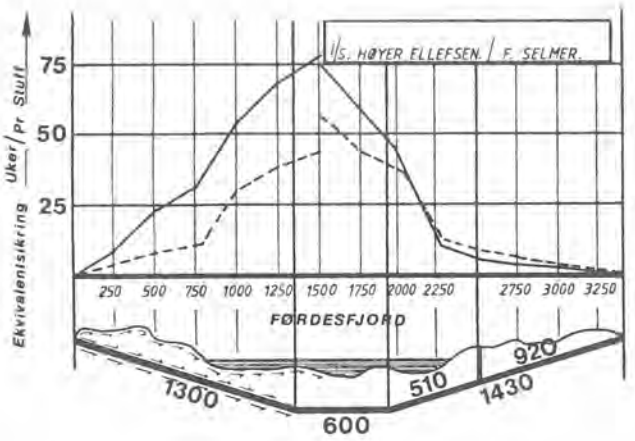
Tillegg for 2 - 2,4 m støpelengde	5 skift/10 lm
Tillegg for 1,5 - 1,9 m støpelengde	10 skift/10 lm
Ekstra endesteng	0,25 skift/stk.
Betongvegg	2 skift/10 m^2
Støp av såle	1 skift/10 m^2
Spesiell betongutstøping	Som for skrittvis betongutstøping på stuff.
Spesiell forbolting "spiling"	0,4 skift/10 stk.
Gjenstøping av stuffen	4 skift/gang

Tunnel Førdesfjord var altså den fjordkryssingen som var antatt å volde størst problemer. Særlig snakket en her om vannproblemer og knusingssoner i de stive grunnfjellsgneisene.

Fordeler vi de prosjekterte og realiserte sikringsmengdene ut over tunnelene får vi kurvene i figur 3 og figur 4.:



Figur 3: Tunnel Karmsundet



Figur 4: Tunnel Førdesfjorden
Stiplet kurve viser akkumulert forventet sikring pr. stuff.
Heltrukket kurve viser akkumulert realisert sikring pr. stuff.

Kurvene viser at fjellet har krevd vesentlig mer sikring enn forventet.

En andel skyldes nok at fjellet p.g.a. mye leire i slepper og stikk har krevd tyngre sikring enn forutsatt. Til gjengjeld har det vært mindre injeksjon enn hva en kunne ha ventet.

En annen årsak er at soner som var forventet vanskelige å passere ble vesentlig mektigere og dermed mer tidkrevende.

I det etterfølgende skal vi se nærmere på en slik sone.

TUNNELDRIFT I SPESIELT DÅRLIG FJELL

På den tiden jeg har til rådighet kan jeg ikke gå igjennom mer enn en liten del av den sikringen som er gjennomført.

Jeg har derfor valgt å konsentrere meg om et parti på tunnel Karmsundet som krevde spesiell oppmerksomhet og som i begynnelsen voldte oss endel problemer.

Går vi litt tilbake, husker vi at kryssingen av sonen med Meta sandstein var forventet å volde en del problemer. De seismiske målingene indikerer en knusingssone på ca. 70 m. I virkligheten strakte denne sonen seg over et område på over 400 m. Sonematerialet var en blanding av leire og finknust steinmateriale.

Problemene oppsto i forbindelse med en helg. Siste salve ble støpt og stuffen ble sprøytet før mannskapene tok helg.

I løpet av helgen ble det registrert en tiltagende vanngjennomgang i sprutbetongen, - ytterligere sprutbetong ble påført.

Ved oppstart av boring mandag morgen løsnet det meste av sprutbetongen fra stuffen og det viste seg at sonematerialet besto av oppbløtte masser. En så også klare tendenser til rasutvikling.

Statoil's geologer og vi vurderte situajonen så alvorlig at det ble beordret å støpe/sprute igjen hele stuffen.

Stuffen ble så stoppet i påvente av ytterligere geologiske undersøkelser utført ved hjelp av kjerneboring inn i sonen. Gjennom kjerneboringen fikk vi konstatert at i mer enn de nærmeste 100 m av tunnelen ville vi passere samme masser.

I mellomtiden ble det vurdert ulike drivemetoder for å fortsette driften.

I samarbeid med bl. a. professor R. S. Olsen kom en frem til en metode som viste seg å være meget velegnet til å løse problemer av den art som en her sto overfor.

Metoden går ut på følgende:

1. Boring av drenasjehull.

   Med jevne mellomrom ble det boret en skjerm av drenasjehull foran stuffen. Skjermen besto av 8 til 10 stk. 51 mm hull. Lengden varierte fra 15 - 20 m avhengig av fjellforhold. Hullene ble boret ca. 5 m bak stuff i utstøpt parti og med nødvendig overlapping. Hullene var vinklet utover med 1:4 i forhold til tunnelaksen.

2. Salveboringen foregår gjennom et lag av fiberarmert sprutbetong. Salvelengder på ned til 1 m var ikke uvanlig. Hullene bores og lades forsiktig. Årsaken til at fiberbetong ble benyttet var at erfaring viste at vi ikke fikk uarmert betong til å sitte på leira.

3. Salven sprenges.

   Før røysa lastes ut sprøytes den blottlagte hengen og de deler av stuffen som ikke er dekket av røysa.

   Årsaken til at dette gjøres er at man må forsegle fjellet så hurtig som mulig for å unngå rasutvikling.

4. Deretter lastes røysa ut. En får da blottlagt et nytt parti av leirsonen.

5. Etter at utlastingen er ferdig sprutes den resterende del av stuffen og veggene slik at hele salven over såle nå er dekket av sprutbetong.

6. Den siste operasjonen i syklusen er utstøping.

   Støpeskjoldet skyves fram til stuff. Endeforskalingen gjøres klar og stemples av mot stuffen før betongen pumpes i.

Denne fremgangsmåten medførte at krysningen av sonen kunne utføres uten spesielle problemer.

Spesielt fremheves at drenasjehullene synes å ha avlastet poretrykket i leiremassen vesentlig.

En annen forutsetning for at metoden skulle lykkes var at fjellet ble forseglet umiddelbart etter blottlegging. Nøkkelen lå derfor i sprutbetongutstyr med kort tilriggingstid, stor rekkevidde og høy kapasitet. Det var nødvendig at sprutbetongutstyr og betong var klart før salven ble sprengt.

KONKLUSJON

Drivingen av Karmsundet og Førdesfjord- tunnelene har vært en meget interessant og lærerik oppgave. Selv om sikringsproblemene har vært større og mer krevende enn vi vanligvis er vant til, kan vi ikke på noe tidspunkt si at det var kritisk for gjennomføringen av prosjektet.

Likeledes kan vi slå fast at et så omfattende krav til teknisk utrustning har vært nødvendig. Spesielt i forbindelse med gjennomføringen av arbeider hvor konsekvensene av en forsinkelse er så alvorlig som i dette tilfellet.

GEOELEKTRISKE MÅLINGER PÅ SVAKHETSSONER I FJELL

MEASURING THE GEOELECTRICAL PROPERTIES OF CRUSHED ZONES IN THE ROCK MASS

Professor R. Selmer-Olsen og
cand.real. Ole Chr. Pedersen, A/S Geoteam

SAMMENDRAG

Den informasjonen vi får om våre svakhetssoners vanskelighetsgrad ved de vanlige studiene av fjelloverflaten er svært begrenset, og kjerneboring er lite egnet for regionale oversikter. Ved måling av geoelektrisk motstand og indusert polarisasjon (IP) er det over MG på steder med liten overdekning og på grunn av den begrensede variasjonen i våre soners karakter, fremkommet et mønster for en noe nærmere tolkning av sonenes vanskelighetsgrad. Foreløpig synes man å kunne skille helt "tørre" leirfrie, evt. sementerte soner fra sterkt vannførende, meget leirfattige soner, og fra vanlige leirrike soner. Det er grunn til å håpe at slike målinger, etterhvert som erfaringene øker, kan gi mer detaljerte informasjoner.

SUMMARY

The information we get from geomorphological studies about the problems crushed zones might give in a tunnel, are of very limited extent, and core drilling is less suitable for regional studies. By measuring the georesistivity and the induced polarization of

the crushed zones at sites with thin overburden and above the upper marine limit, a pattern for predicting the degree of difficulties has been brought to light. This is among other things due to a limited variation of the character of the zones. At present we have the possibility to separate typical clay gouges from dry possible well cemented zones, and from fissured rock with very low clay content and high wather conductivity. There is also reason to believe that further measurements on zones that has been passed by tunnels will increase the possibility to get more detailed information.

INNLEDNING

De mange svakhetssoner, dvs. de mange ikke rekrystalliserte eller godt sementerte slepper og knusningssoner i våre fjellmasser, forårsaker forsinkelser i vår tunneldrift, og gir til dels betydelige sikringsutgifter. Det er neppe noen overdrivelse å si at de vanligvis fordyrer våre vanntunneler med mellom 5 og 25 %, og i enkelte tilfeller langt mer. Fordyrelser på 60 %, ja helt opp til 150 % forekommer.

Grunnene til at disse svakhetssonene skaper problemer, er flere. Det kan være deres orientering i forhold til tunnelaksen, deres innhold av leire, spesielt svelleleire, talk og kloritt. Foruten det forholdet at de kan være sterkt vannførende eller utsatt for et høyt ugunstig orientert bergtrykk.

Det har lenge vært naturlig under prosjekteringsarbeidet å lokalisere disse svake bruddsonene i fjellmassene, for å få vite i hvor stor grad de vil ramme anlegget, og for om mulig å unngå dem eller søke å krysse dem på en gunstig måte.

Det er billige hjelpemidler, slike som flyfotostudier og enkle geologiske fjellgrunnsundersøkelser, som nyttes for slike lokaliseringer. Hvor løsmasser skjuler fjellgrunnens

topografi og geologi, nyttes også seismiske undersøkelser. Under våre forhold med en iserodert fjelloverflate og meget bart fjell, gir disse hjelpemidlene oftest en rimelig god oversikt over hvor og hvordan sonene kommer til å berøre anlegget. Dertil får man ofte svar på hvilken mektighet de har i forhold til hverandre. Kjerneboring kan gi ytterligere informasjoner om sonene, men slike undersøkelser er lite egnet for omfattende regionale undersøkelser.

Sonene er nær sagt alltid sterkt utvasket i fjelloverflaten. Rimelig sikre opplysninger om den leirtypen de fører, mengden av leire og om den strukturen og vannføringen de har, får man derfor vanligvis ikke ved studier av fjelloverflaten. Dette, som er så avgjørende for vurderingene av sonenes vanskelighetsgrad, forteller heller ikke de seismiske undersøkelsene noe sikkert om. Behovet for mer informasjon om sonenes karakter ut fra enklere metoder enn kjerneboring, er derfor svært ofte tilstede.

Soner i nærliggende tunneler og skjæringer vet vi kan fortelle noe om de sannsynlige leirtypene og mulige vannforhold når soneretningene, bergartstypene og det bruddtektoniske bildet blir nærmere studert. Slike gunstige forhold med erfaringer fra andre anlegg, er å betrakte som særtilfeller.

Klarhet om sonenes karakter kan man først få når man kjerneborer gjennom dem, logger kjernene, utfører vanngjennomgangsforsøk og analyserer leirmaterialet som måtte forekomme. Skal imidlertid alle sonene som vil krysse en tunnel undersøkes på dette viset, får saken oftest et omfang og en kostnad som ikke står i noe rimelig forhold til det utbyttet man har.

Det er derfor av betydning å finne frem til enkle og billige metoder som sammenholdt med det man utleder av topografi og geologi, kan forbedre vårt vurderingsgrunnlag for sonenes vanskelighetsgrad. Det er her de geoelektriske målemetodene

kommer inn, da spesielt målinger av sonematerialets tilsynelatende elektriske motstand og dets evne til å lades opp og avgi sin ladning over tid.

GEOELEKTRISKE MÅLINGER

Måling av geoelektrisk motstand i fjell er en velutviklet metode, som lenge har vært brukt under malmprospektering verden over. Metoden er også etterhvert tatt i bruk til andre formål, blant annet ved kvartærgeologisk kartlegging og ved vannforsyningsprosjekter.

Utstyret som nyttes er bærbart, og kan betjenes av en mann med hjelper. På et målested brukes sjelden mer enn et par timer. Metoden må derfor anses å være enkel og rimelig.

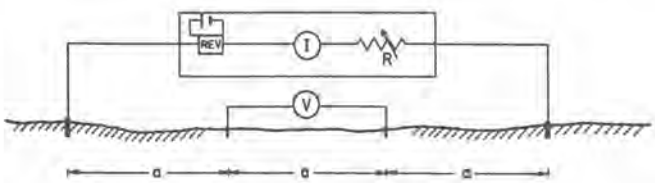


Fig. 1 Elektrodekonfigurasjoner etter Wenner.

Prinsippet for målinger av elektrisk motstand i felten, er kort skissert i figur 1. Mellom to elektroder i en avstand lik 3a, f.eks. 150 m, etableres en elektrisk strøm fra et likestrømsbatteri. Mellom disse to elektrodene settes to andre i innbyrdes avstand, a. Ved disse to måleelektrodene, som står på linje og symmetrisk mellom de to førstnevnte, måles så potensialfallet samt den strømmen som avgis over tid etter at strømmen mellom de to strømgivende elektrodene er brutt. Den siste faktoren betegnes indusert polarisasjon (IP). Det korrigeres automatisk for de naturlige og eventuelt varierende spenningsforholdene på stedet ved at polariser-

ingen veksles.

Da det som måles er en fiktiv motstand som ikke bare er avhengig av motstnaden under terrengoverflaten, men også av plasseringen av måleelektrodene, er faste elektrodekonfigurasjoner av betydning bl.a. for å oppnå rimelig sammenlignbare verdier.

Fra et målested får man en tilsynelatende elektrisk motstand målt i ohm·m og en faktor for sonens evne til å lades opp (IP). Begge faktorene forteller noe om det materialet strømmen har gått igjennom, dvs. om sonens mineraler og dens poreforhold med elektrolytter og kolloider.

For å fange inn skiftende forhold på forskjellige dyp, kan man holde avstanden mellom måleelektrodene konstant, og endre avstanden mellom de strømgivende elektrodene trinnvis mens symmetrien om midtpunktet beholdes. Ved dette oppnår man en slags dybdesondering av materialegenskaper i sonen.

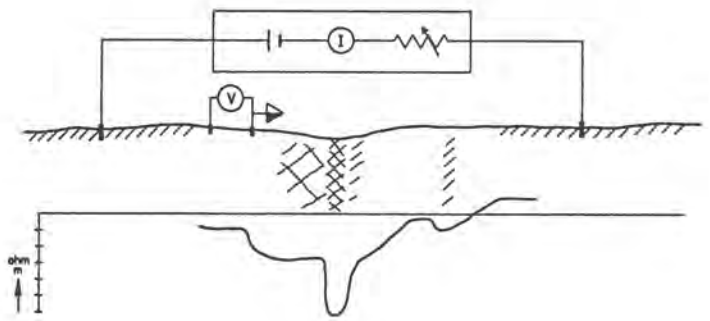


Fig. 2 Elektrodekonfigurasjon for tverrprofilering.

Legger man et tverrprofil over sonen og beholder avstanden mellom de strømgivende elektrodene, men nytter en fast og rimelig kort avstand mellom måleelektrodene avpasset etter løsmassemektigheten, mens man flytter dem trinnvis langs profilet, vil de målte elektriske motstandene kunne fortelle hvor svakhetssonene i profilet går, se figur 2. Dette muliggjør en nærmere lokalisering av sonene i et noe overdekket

terreng, slik at de langsgående målingene kan plasseres riktig over sonene, og gi de ønskede minimale verdiene for den elektriske motstanden.

Å velge målesteder der det er lite løsmasser, og hvor sonens forløp fremgår entydig av terrenget, er imidlertid det som gir minst tilleggsproblemer under måling og tolkning, og som derfor er å foretrekke. Dette har man også svært ofte anledning til å gjøre i vårt terreng over den marine grensen. I slike tilfeller kan de nevnte tverrprofiler være like givende som langsgående profiler.

Nå er målenøyaktigheten noe avhengig av måleapparaturens kvalitet. Videre har poreformer, temperatur og motstandskontrasten mellom sidefjell og sone, samt sonens skarphet, bredde og fall, foruten overliggende løsmassers mektighet og karakter, betydning for måleresultatene. Spredningen i motstanden hos de forskjellige aktuelle fjelltypene er imidlertid stor. Det praktiske kravet som må stilles til nøyaktighet, for å kunne få noe ut av måleresultatene, blir derfor forholdsvis lavt når man som ved våre undersøkelser velger målesteder langs sonene, med omhu.

Forhold som vanskeliggjør eller eventuelt umuliggjør geoelektriske målinger, er strømførende ledninger eller rørledninger av metall nær målestedet. Målinger som utføres på soner under marine leirer eller på steder hvor sideberg-artene eller løsmassene fører grafitt, kullblende eller hvor det er betydelige mengder sulfider eller sterkt elektrisk ledende oksydiske malmmineraler, vil få en forskjøvet verdiskala for måleresultatene. Dette forholdet behøver ikke å være til hinder for bruken av metoden, idet man vanligvis i våre fjellområder finner andre indikasjoner på at man har med slike vanskelige forhold å gjøre. Dette fremgår gjerne direkte av de geologiske forholdene man kan registrere i overflaten, eventuelt av petrografiske analyser av løsmasser og fjell på stedet eller av motstandsmålingene som utføres

separat i sidefjellet. Spesielt bør man være på vakt overfor alunskifer i fjell og løsmasser.

Det forholdet at man på forhånd vet meget om det man måler på, vil med andre ord være av vesentlig betydning for tolkningen av måleresultatene. Løsriver man seg fra de korrektiver som de geologiske forholdene på stedet gir for valg av egnede målesteder, blir også målingene langt vanskeligere å tolke. Den grad av forskyvning i skalaen for måleresultater som varierende innhold av saltvann og andre elektrolytter i porevannet samt kolloider og finfordelte korn av grafitt og kullblende fra f.eks. alunskifer kan gi, er nær ukjent. Den må imidlertid ventes til dels å være betydelig, og kan umuliggjøre direkte sammenlikninger av måleresultatene fra forskjellige områder.

DE UTFØRTE MÅLINGENE

Det foreligger forholdsvis få redegjørelser i litteraturen om målinger av elektrisk motstand i forskjellige typer av svakhetssoner. Våre norske geologiske forhold fremviser imidlertid en begrenset variasjon av sonetyper. Ut fra det nevnte er det naturlig først å kartlegge hva våre vanlige soner over MG gir av elektrisk motstand. Til dette er valgt kjente soner som har vært kjerneboret eller krysset med tunneler, og som man i hovedtrekk vet hvordan er bygd opp og hva de har forårsaket av problemer i anleggene.

Som kjent har det i I/S Øvre Otras anleggsområde vært store problemer med leirsoner og store vannlekkasjer knyttet til soner med en bestemt orientering i forhold til de store forkastningene i området. A/S Geoteam har her tatt metoden i bruk for å lokalisere leirsoner og om mulig store vannlekkasjesoner, etter at det først var utført kontrollmålinger på allerede gjennomdrevne soner. Flere hovedoppgaver ved NTH har også vært utført innen dette feltet, og etterhvert har et visst mønster tegnet seg.

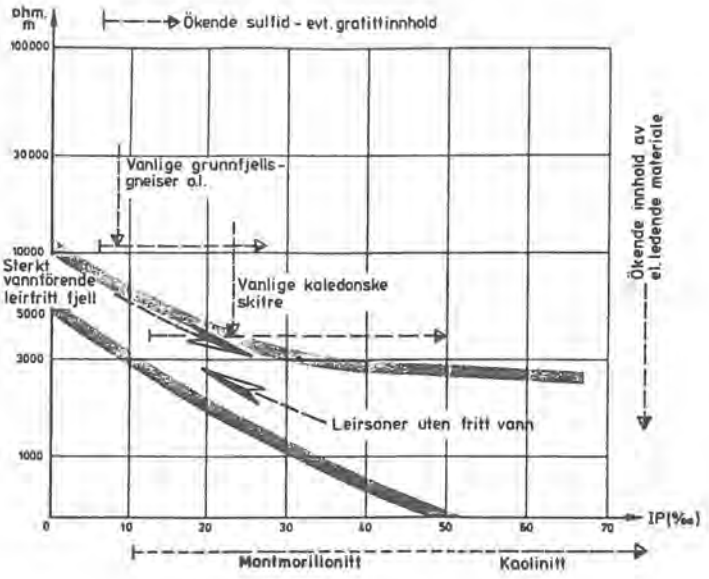


Fig. 3 Diagram for tilsynelatende resistivitet (ohm·m) og indusert polarisasjon (IP), med informasjoner fra litteraturen og innramming av data for våre svakhetssoner over MG.

I figur 3 er det i diagramform antydet visse hovedtrekk i geoelektrisk motstand og IP, ut fra litteraturen. I dette diagrammet er også målingene på våre svakhetssoner over MG som til nå foreligger, blitt avgrenset ved rasterlinjer etter at IP er sett i relasjon til sidefjellets IP.

Leira og det fritt bevegelige vannet i sonene har nær samme lave spesifikke motstand, dvs. man kan vanskelig skille entydig mellom vannsoner og leirsoner ved motstandsmålinger alene. Imidlertid gir meget fritt bevegelig sprekkevann i en sone gjerne meget lav IP og en kortslutningseffekt der også annet sonemateriale er tilstede. Tett sidefjell vil derimot ha en IP-effekt som kan måles separat. Denne må som nevnt tas med ved vurderingen av sonens IP.

Videre vil det være den samlede mektighet av materiale med lav elektrisk motstand som er utslagsgivende for det spenningsfallet man måler langsetter en sone. Fra observasjoner i terrenget vet man imidlertid bare noe om bredden av hele den bruddpåkjente fjellmassen, og ikke noe om hvor meget den måtte føre av leire, vann eller sementerende mineraler. Å korrigere måleresultatene på grunnlag av den samlede mektighet av det spesielt elektrisk ledende sonematerialet, lar seg derfor ikke gjøre. De forskjeller man har i mengden av materiale med lav elektrisk motstand vil derfor ligge innebygget i den spredningen man får i måleresultatene.

Er det en typisk lekkasjesone uten leire, vil det spesielt elektrisk ledende materialet ha et meget beskjedent totalt tverrmål. Rene vannsoner gir derfor en forholdsvis høy elektrisk motstand og en lav IP-effekt. Leirsoner som vanligvis har et langt større tverrmål på sitt spesielt elektrisk ledende materiale får derimot lavere elektrisk motstand og en høyere IP-effekt. Denne IP-effekten blir da også i noen grad avhengig av leirmineraltypen som sonen fører.

Dette gir ofte muligheter for å skille leirfrie vannsoner fra vanlige leirsoner, og fra tørre eventuelt godt sementerte soner. Det vil imidlertid være mange vann-, leire- og fjellforhold hvor det kan være vanskelig å tolke vanskelighetsgraden, bl.a. fordi små mengder av fritt bevegelig vann i eller på siden av f.eks. en svelleleirsone kan ha helt andre sikringskonsekvenser enn det vil ha i mange inaktive soner. Hvor langt det er mulig å skille leirmineraltypene fra hverandre ved IP-effekten er i dag uklart. Det kan bare et langt større erfaringsmateriale gi svar på.

Nå vil det ofte være slik at det er det knuste sidefjellet til en leirsone som er sterkt vannførende, og ikke selve leirsonen. Om det er mulig ved hjelp av de nevnte tverrprofilene for lokalisering av sonens tverroppbygging samt parallellforskyvninger av det langsgående måleprofilet, å få registrert slike forhold, vet vi heller ikke i dag.

Heller ikke kjenner vi i dag de nærmere konsekvensene av en løsmasseoverdekning med spesielt lav motstand.

SLUTTBEMERKNING

Det er til nå et begrenset antall målinger på utvalgte soner som er lagt til grunn for den avgrensning og analyse som er antydet i det fremlagte ohm·m/IP-diagram. Meget står også igjen for å få avklart de ytterligere muligheter som metoden gir. Det er pekt på noen av disse mulighetene i tillegg til de hovedtrekkene som alt synes fremkommet. Selv om det kan synes noe tidlig er saken fremlagt i den hensikt å få metoden bedre kjent og nyttet, i håp om at flere målinger på soner som man etterhvert kommer til å høste erfaringer fra, kan øke metodens anvendbarhet.

LITTERATUR

Mc. NEILL, J. D. (1980): "Electrical conductivity of soils and rock". Geonics Limited, Ontario.

STANFORS, R., ERIKSSON, L. og KLITTEN, K. (1982): "Prognostisering av vatteninläckage i berg". Geologiska Institutionen, Lund universitet.

TELFORD, W. M. et al. (1976): "Applied Geophysics". Cambridge University Press, London.

VAN ZIJL, J. S. V. (1978): "On the uses and abuses of the electrical resistivity method". Bulletin of the Association of Engineering Geologists. Vol. XV No 1.

BLESVIG, R., BAKKEJORD, B., GRØV, E. (1982-83): Hovedoppgaver i ingeniørgeologi, Geologisk institutt, NTH, angående geoelektriske målinger, utført og under utførelse. Upublisert.

ANFO I NYE EMULSJONSSPRENGSTOFFER

Bergingeniør Bjørn R. Petterson,
sivilingeniør Erik C. Nygaard og
sivilingeniør Arne Tag, Norsk Hydro.

1. INNLEDNING

Norsk Hydro er en av verdens største eksportører av nitrater til sprengstoffbrukere og produsenter. En viktig forutsetning for å opprettholde denne posisjonen er en inngående kjennskap til moderne sivile sprengstoffer.

USA har vært ledende i utviklingen av slurry og emulsjon - sprengstoffer. Særlig har emulsjonssprengstoffer, alene eller i kombinasjon med Anfo, vunnet innpass i de senere år.
Norsk Hydro har fulgt nøye med i denne utviklingen og vi vil med dette innlegget prøve å gi en oversikt over anvendelse av emulsjonssprengstoffer i kombinasjon med Anfo.

2. EMULSJONSSPRENGSTOFFER

Innledningsvis kan man si at en emulsjon er en blanding av to væsker som ikke er løslige i hverandre, f.eks. olje og vann. Andre eksempler på emulsjoner kan være : melk, majones og rensekrem.

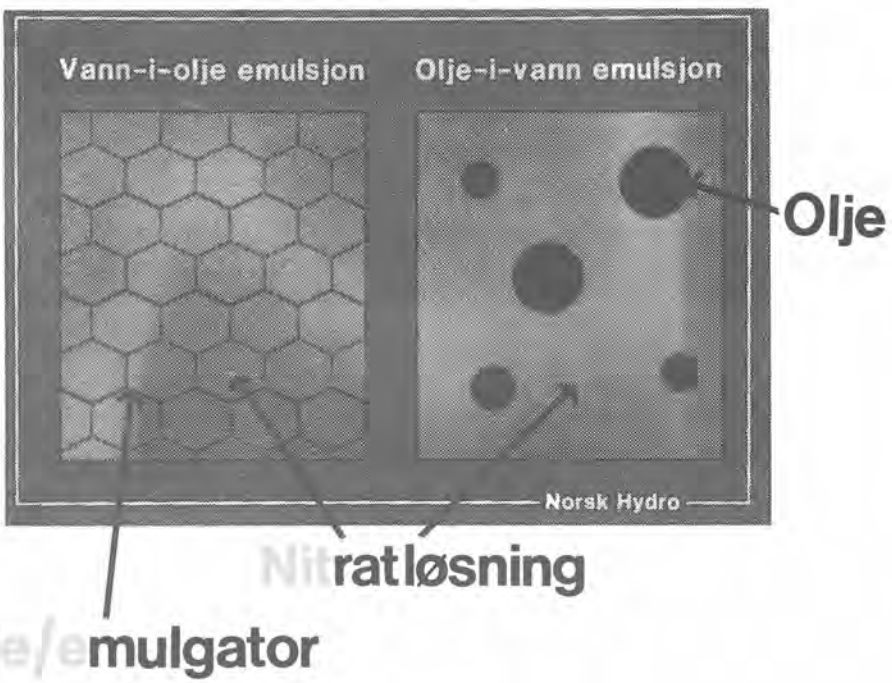
I sprengstoffemulsjoner er den ene væsken et flytende brennstoff f.eks. olje, og den andre en vannløsning av oksygenrike salter som f.eks. ammoniumnitrat og kalsiumnitrat. Forholdet mellom de to væskene er slik at det oppnåes tilnærmet oksygenballanse. Ved hjelp av overflateaktive stoffer (emulgatorer) er det mulig å få blandet disse væskene slik at de ikke separerer.

Emulsjonen vil være karakterisert ved hvilken fase som er den kontinuerlige. I nevnte eksempel foreligger to muligheter:

1. Vann i olje emulsjon
2. Olje i vann emulsjon

I tilfelle 1 foreligger nitratløsningen som små dråper dispergert inn i en kontinuerlig oljefase. I tilfelle 2 er oljen dispergert inn i en kontinuerlig nitratløsningsfase. Figur 1 og 2 illustrerer forskjellene.

Fig. 1 Fig. 2



Vann i olje emulsjoner er den type emulsjon man vanligvis forbinder med sprengstoffemulsjoner. Olje i vann emulsjoner blir i enkelte forbindelser benevnt som slurry. Selv om råvarene i de to nevnte emulsjonstyper kan være svært lik vil de fysikalske egenskaper være forskjellige. Ved vann i olje emulsjoner oppnår man en mer intim kontakt mellom brennstoff og oksygengivere. Resultatet er et sprengstoff med jevnt over større følsomhet og høyere detonasjonshastighet. Ved å bruke forskjellige sammensetninger av olje og voks kan konsistensen varieres fra tynn smørolje til marsipan.

Emulsjonssprengstoffene beholder sin konsistens over et relativt vidt temperatur område. Initieringsvillighet og detonasjonsstabilitet opprettholdes også ved relativt lave temperaturer.I emulsjonssprengstoffene er nitratløsningen helt omsluttet av en olje/voks film. Det gir nærmest 100% vannbestandighet, og vesentlig bedre enn en rekke andre vannbaserte slurry sprengstoffer.

Hovedinnvendingen mot emulsjonssprengstoffer har vært lagringsstabilitet. For patronerte produkter med lagringstid opptil et år stilles det store krav til råvarer og fremstillingsprosess. For bulk anvendelse er stabilitet vanligvis ikke noe problem.

I dag leverer flere av verdens ledende sprengstoffprodusenter emulsjoner fra patroner med dia. 22 mm og oppover til rene bulksystemer hvor emulsjonen pumpes direkte ned i borhullene.

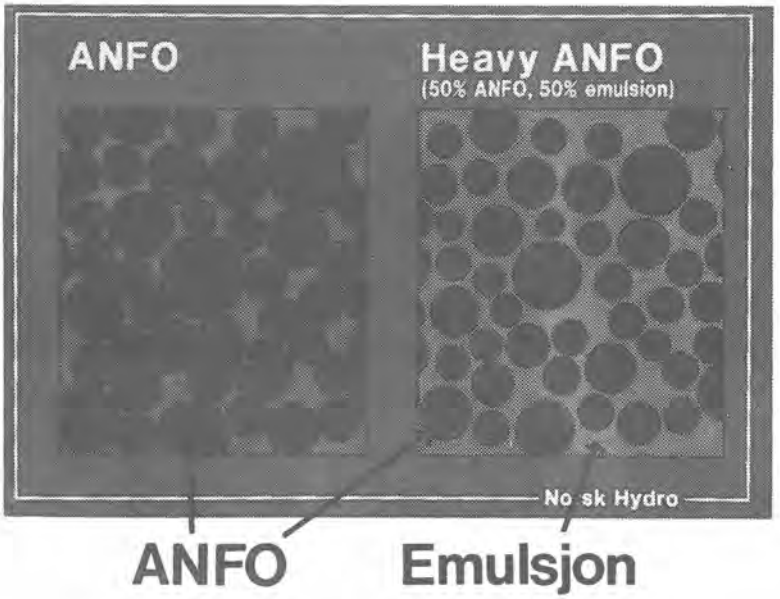
3. ANFO I BLANDING MED EMULSJONER

Anfo er idag anerkjent som et av de billigste og mest anvendbare sivile sprengstoffer. Hovedinnvendingene mot bruk av Anfo har vært dårlig vannbestandighet og lavere energiinnhold enn dynamitter.

En nærliggende løsning for å redusere ovennevnte ulemper er å blande ANFO med et emulsjonssprengstoff. Anfo har en bulktetthet på 0,85 - 0,9 kg/dm3 , mens tettheten for en enkelt AN prill er 1,47 kg/dm3 . D.v.s. at vel 50% av volumet i en Anfo ladning er luft. Ved å erstatte dette luftrommet helt eller delvis med emulsjonssprengstoff med tetthet 1,55 kg/dm3, vil en kunne øke bulkstyrken på Anfo sprengstoffet med opptil 50%. Se figur 3 og 4. Dette gir igjen muligheter for å spre bormønsteret i forhold til bruk av ren Anfo. Slike blandinger kalles i USA for Heavy Anfo eller HANFO. Ved økende emulsjonsandel bedres også vannbestandigheten. Avhengig av emulsjonstype kan man si at rimelig vannbestandighet oppnås ved en blanding på 50% ANFO og 50% emulsjon. Økes emulsjonsandelen til 70% vil sprengstoffet ha god vannbestandighet.

Fig. 3

Fig. 4



Anfo blandet med emulsjonssprengstoff har lav sensitivitet. D.v.s. at de er best egnet for borehull i grovhullsområdet (> 6") Ved tilsetting av tetthetsregulerende stoffer som gassdannede midler eller mikroglasskuler kan sensitiviteten økes slik at sprengstoffet også er egnet for mellomdiameterområdet. Spesielt gjelder dette de rene emulsjonssprengstoffene. Imidlertid medfører dette en økning i råvareomkostningene.

HANFO lades vanligvis fra en modifisert ANFO truck som har et eget kammer for emulsjon. Under lading blandes først AN med dieselolje til Anfo. En egen pumpe leverer emulsjon inn i blandeskruen hvor det hele blandes til HANFO. Det ferdige produkt transporteres til borhullet gjennom en svingbar skruetransportør. En ulempe med dette systemet er at ladebilen må posisjoneres for hvert hull. Videre bør hullet være tømt for vann før lading tar til. De seneste resultater fra USA viser imidlertid at flere har lykkes med å lade HANFO direkte i vannfyllte hull.

4. ØKONOMI VED BRUK AV ANFO I EMULSJONSSPRENGSTOFFER

Ved større sprengningsarbeider, hvor det kan anvendes grove borehull og hvor vannproblemene er moderate, kan Anfo kombinert med emulsjonssprengsstoffer gi den totalt sett beste sprengningsøkonomi. Problemstillingen kan belyses med eksempel: I et dagbrudd skal det årlig sprenges ut 400.000 fm3 fjell. Forsøksprengning med Anfo har gitt godt resultat, og man har kommet frem til følgende salveparametere:

Hulldiameter	Ø = 6 1/2" (165mm)
Pallhøyde	HL = 15 m
Underboring	U = 1 m
Fordemning	F = 3 m
Forsetning	V = 3 m
Hullavstand	E = 7 m
Sp.spr.forbruk	qa = 0,75 kg/fm3

Non-el kombinert med detonerende lunte er valgt som tennsystem. Utgiftene til dette er ikke tatt med i eksempelet.

Man vurderer 3 forskjellige sprengstoffalternativer:

1. ANFO/LINER
2. Pumpe slurry levert i borehullet
3. ANFO/EMULSJONSSPRENGSTOFF 50/50 levert i borehullet.

Priser og tekniske spesifikasjoner er antatt som vist i tabell 1.

Parameter	ANFO	SLURRY	ANFO/EMULSJON 50/50
Bulk tetthet kg/dm3	0,85	1,15	1,42
Vektstyrke S	0,82	0,6	0,7
Pris Kr/kg	2,75	5	4
Liner	100 kr/stk	-	-

Bormeterprisen er 115 Kr/bm

Alt. 1 ANFO/LINER

Dette alternativet vil kreve en ekstra mann i forhold til de to øvrige p.g.a. bruk av liner. Brukeren må selv bekoste dette samt avskrivninger på ladeutstyret.

Spesifikt spr. forbruk qa = $\frac{\text{Tetthet Anfo x ladet volum}}{\text{Antall fm3 pr. borehull}}$

qa = $\frac{0.85 \times 21.4 \ (15 + 1 - 3)}{15 \times 7 \times 3}$ = 0.75 x 0.82 = 0.75 Kg/fm3

Energiekrivalent for Anfo pr. fm3:
Ea = Sp.spr.forbruk x vektstyrke = 0.75 x 0.82 = 0.62

Kostnader alt, 1:

Boring	$\frac{115 \times 16}{3 \times 7 \times 15}$		5.84 Kr/fm3
Sprengstoff: 0.75 x 2.75		=	2.06 "
Liner	$\frac{100}{3 \times 7 \times 15}$	=	0.32 "
1 ekstra mann	$\frac{250.000}{400.000}$	=	0.63 "
Avskrivning ladeutstyr:			0.20 "
Sum Alternativ 1			9.05 kr/fm3

Alternativ 2 Pumpe slurry

Spesifisert sprengstoff forbruk
qs = $\frac{1.15 \times 21.9 \ (15 + 1 - 3)}{15 \times 7 \times 3}$ = 1.02 kg/fm3

Energiekvivalent for slurry pr. fm3
Es = sp.spr.forbruk x vektstyrke = 1.02 x 0.6 = 0.61
eller omtrent som for Anfo og ingen endring i bormønster.

Kostnader Alternativ 2

Boring: $\frac{115 \times 16}{3 \times 7 \times 15}$ = 5.84 kr/fm3

Sprengstoff: 5 x 1.02 = 5.10 "

Sum Alternativ 2 10.94 kr/fm3

Alternativ 3 ANFO/EMULSJONSPRENGSTOFF 50/50

Spesifikt spr. forbruk

$qha = \frac{1.42 \times 21.4 \ (15 + 1 - 3)}{15 \times 7 \times 3} = 1.25$ kg/fm3

Energiekvivalent Eha = 1.25 x 0.7 = 0.88
Altså betydelig høyere enn i Alternativ 1 og 2.
Forutsetning: Energiekrivalent Ea = 0.62
Ønsker Eha = Ea

$\frac{1.42 \times 21.4 \times 13 \ 0.7}{15 \times (E,X,V,)} = 0.62$

(E,X,V,) = 29.7 m2
Teoretisk skulle bormønsteret kunne økes til 29.7 fm3/bm.
Sprengstoff-forbruket blir da:

$qha = \frac{1.42 \times 21.4 \times 13}{15 \times 29.7} = 0.89$ kg/fm3

Kostnader:

Boring : $\frac{115 \times 16}{15 \times 29.7}$ = 4.13 kr/fm3

Sprengstoff: 0.89 x 4 = 3.56 "

Sum Alternativ 3 7.69 kr/fm3

Dette er basert på teoretiske betraktninger. Hvis bare " halv " effekt oppnåes. D.v.s. at bormønsteret bare kan økes til 25.5 fm3/bm blir regnestykket :

Kostnad boring:	$\frac{115 \times 16}{25.5 \times 15} =$	4.89 kr/fm3
Kostnad sprengstoff:	$\frac{21.4 \times 1.42 \times 4 \times 13}{25.5 \times 15} =$	4.13 "
Sum:		8.94 kr/fm3

Som det fremgår gir Alternativ 3 en mulig årlig innsparing på 40.000 - 540.000 kr i.f.t. Anfo/Liner og 800.000 - 1.3 mill. kr i.f.t. slurry.

5. NORSK HYDRO'S ANFO/EMULSJONSANLEGG I ULLA-FØRRE

1) Industrikjemidivisjonen i NH har en betydelig eksport av porøs Ammoniumnitrat og kalsiumnitrat til sprengningsformål Faktisk er NH en av verdens 3 ledende eksportører av AN og nesten enerådende for CN. Markedene er fjerne, f.eks. Afrika, Syd-Amerika og Australia og det er blitt en skjerpet konkurranse. Det er derfor nødvendig at NH bygger opp sin kompetanse både for moderne sprengstoffer generelt og for anvendelsen av våre produkter i disse sprengstoffene spesielt. Vårt forskningssenter har i løpet av de senere år nedlagt et betydelig arbeid i studier av slurry og emulsjonssprengstoffer. Et nødvendig ledd i en slik utvikling er å få utprøvd teori og laboratorie forsøk i felten.

2)NH har derfor instalert et mindre anlegg for forsøksproduksjon av ANFO/Emulsjonssprengstoffer hos A/S Veidekke ved Førreskardammen i Ulla Førre. Årlig sprengstoffbehov er anslått til 2-300 tonn. Den vesentligste del av dette vil bli ladet i 6 1/2" og resten i 3" hull.

Hovedsprengstoff vil være ANFO/EMULSJON i forholdet 50/50. Det gir et sprengstoff med høyt energiinnhold, høy tetthet og moderat vannbestandighet. Dersom vannproblemene blir store tar vi sikte på å øke emulsjonsandelen, alternativt lade ren emulsjon. I 3" hull vil det bli brukt dynamitt og Anfo. Senere vil vi forsøke å benytte emulsjonssprengstoff også i disse hullene.

Fremstillingen av emulsjon foregår i en semi-mobil fabrikk bygget opp av moduler. Lading skjer fra en egen ladevogn bygget opp på en henger. Ladevognen trekkes rundt på pallen med en Cat. 920 hjullaster. Denne løsningen er valgt fordi Veidekke hadde en 920 beregnet for bruk til ladning, og man slapp dermed å innvestere i en kostbar trekkvogn.

Ladevognen har to hovedkammer. Et for ca. 3 tonn AN og et for ca. 2 tonn emulsjon. I tillegg har den en separat oljetank på ca. 400 l. Ladevognen kan etter behov levere 3 forskjellige sprengstoffer.

1. ANFO
2. ANFO/Emulsjonsprengstoff i ønsket forhold
3. Ren Emulsjon

Anlegget ble montert i Ulla Førre i midten av august og har vært i drift frem til sesongslutt. Så langt synes reusltatene positive. P.g.a. en rekke forhold har vi ikke fått prøvet et optimalt bormønster ennå. Det får vente til neste sesong.

KONKLUSJON

- På bakgrunn av erfaringer i USA og våre egne forsøk tror vi kombinasjonen ANFO/Emulsjonssprengstoffer kan gi den optimale sprengningsøkonomi i grove borhull og under moderate vannforhold.

- I grove borhull og med store vannproblemer kan emulsjon levert fra blande/ladetruck være et teknisk like bra og billigere alternativ enn dagens slurrysystemer.

- I mellomdiameterområdet vil emulsjonsprengstoffer i forskjellig form bli et interessant alternativ for dagens systemer.

TUNNELUTSLAG UNDER VANN. PROSJEKTERINGSKRITERIER, RISIKOMOMENTER OG PRAKTISKE UTFØRINGER.

Underwater piercing of a tunnel.

Sivilingeniør Øivind Solvik, Norges hydrodynamiske laboratorier, divisjon Vassdrags- og havnelaboratoriet.

SAMMENDRAG

Det er to hovedmetoder som benyttes ved tunnelutslag. Den ene måten forutsetter helt eller delvis fylt system åpent mot atmosfæretrykket gjennom lukesjakten. Oppsvinget i lukesjakten må vurderes. For å hindre at hydroelastiske trykk fra sprengstoffet skal kunne skade stengeorganet må en luftpute dekke ladningen inne ved pluggen. Den andre måten forutsetter at luken kan stenges på oppstrømssiden av sjakten. Tunnelen mellom pluggen og luken er da luftfylt eller har begrenset vannfylling. Luftvolumet er således avstengt fra atmosfæretrykket. Trykkstigningen ved komprimering av luften og massetransproten etter utslaget kan ødelegge luken og må forhåndsvurderes. Filmen viser hvordan den sistnevnte, lukkede metode kan modelleres og hvilke spesielle modellproblemer som det er anvist løsning på.

SUMMARY

An underwater piercing of tunnels can be done in the following two alternative main procedures. One method supposes filled or partly waterfilled system leaving the tunnel open to atmospheric pressure through the gate shaft. The surge in the shaft is

a problem to be solved. An air cushion between the charge and the tunnel is urgent to prevent pressure wave from damaging the gate. The other method is based on an upstream position of the gate in the shaft. The tunnel between the gate and the plug is then empty or partly filled with water. The air volume is consequently separated from the atmospheric pressure. The pressure rise due to the compression of air and the transport of debris from the plug may damage the gate and must be pre-estimated. The film shows how the other method can be scaled and points out solutions to the modelling problem.

1. INNLEDNING

Tunnelutslag under vann har vært og regnes også i dag for en norsk spesialitet. Helt siden utnyttelse av norsk vannkraft tok til for alvor i begynnelsen av dette århundre, har norske konsulenter og entreprenører vært stilt overfor denne alltid spennende oppgave å slå en avsluttende gjennomslagssalve som skal åpne veien for magasinvannet fram til kraftverkets turbiner. Antallet av slike gjennomslag er ikke kjent, men en må anta at noen hundre slike salver av varierende vanskelighetsgrad er blitt skutt. Årsaken til at nettopp vårt land har blitt dominerende på dette området, ligger nok først og fremst i vårt lands topografiske og geologiske forhold. Isbreenes virksomhet har etterlatt seg en rekke naturlige sjøer med til dels store dyp der billige magasiner kan utnyttes ved å tappe sjøen ned under naturlig vannstand ved hjelp av en tunnel som sprenges ut i bunnen av sjøen. Slike senkningsmagasin kommer

i tillegg til oppdemningsmagasinet, som krever bygging av dam. Se Fig. 1.

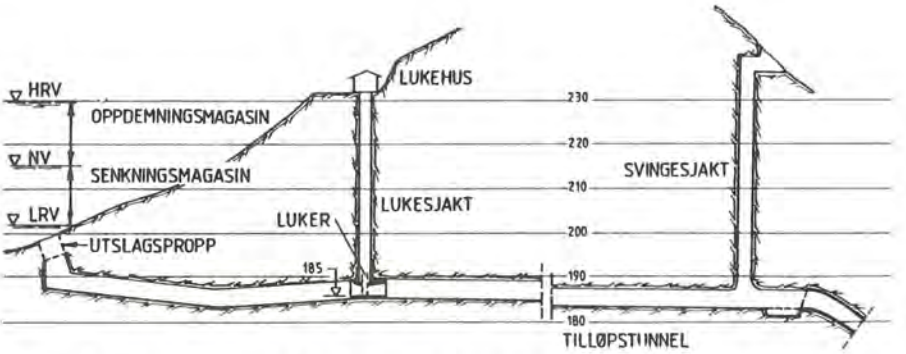


FIG. 1. TYPISK SITUASJON VED UNDERVANNSUTSLAG

Det har vært utført utslag på forskjellige vanndybder opp til ca. 100 m. Problemene vil generelt ha en tendens til å øke med økende dybde, men mislykkede utslag kan inntreffe ved en hvilken som helst vanndybde. Behovet for en best mulig forståelse av de problemkomplekser som knytter seg til de forskjellige sider av et utslag, er derfor innlysende. Konsekvensene ved et mislykket utslag kan ofte være meget store, både når det gjelder kostnader og risiko for menneskeliv. Behovet for en systematisering av erfaringer og forståelse av de fysikalske prosesser som foregår, er derfor innlysende. Helt siden begynnelsen av 60-årene har VHL vært engasjert med denne problematikken både med modellforsøk, teoretiske vurderinger, feltmålinger og rådgivning. Det er hovedpunkter fra denne aktiviteten som skal presenteres i det følgende.

2. PLANLEGGING AV TUNNELUTSLAG UNDERVANNS

Under planleggingen av et undervannsutslag må en ha vurdert magasinbehovet ut fra hydrologiske forhold og den økonomiske lønnsomhet for senkningsmagasinet. Oftest er slike vurderinger enkle, og gir som svar at senkningen bør gå så langt som mulig av hensyn til andre forhold. Slike forhold er først og fremst bunntopografien for sjøen, som jo bestemmer størrelsen av senkningsmagasinet. Dertil kommer sekundæreffekter som går på vurdering av f.eks. rasfare ved senkning, bølgeerosjon langs den senkede nye strandlinjen, erosjon ved alle bekkers og elvers innløp i sjøen, grunnvannserosjon i den tørrlagte strandlinje m.m. Disse problemer har ikke direkte tilknytning til selve tunnelutslaget, men er faktorer som må tas med i vurderingen før en bestemmer seg for hvor langt senkningen ønskes.

Når disse sekundære forhold er vurdert og utslagets ønskede dybde er angitt, kommer turen til planlegging av den framgangsmåte som skal velges, og endelig plasseringen av utslaget på det mest egnede sted. En trenger til dette:

1) Gode og detaljerte kart i stor målestokk av sjøbunnen og nærmeste strand.

2) Seismiske profiler som viser fjellets kvalitet, med eventuelle knusningssoner og sprekker osv, samt løsmassesoner.

3) Prøver som viser løsmassenes kornsammensetning og lagringstetthet.

4) Prøveboringer som viser mer nøyaktig hvor fjellet ligger omkring utslagsproppen.

Kart og seismiske profiler benyttes til å fastlegge tunneltraceen på den siste strekningen fra land og inn under sjøbunnen. Utslagsstedets nøyaktige beliggenhet fastlegges på grunnlag av tilleggs-informasjoner som prøveboringer gir om eventuelle løsmassers mektighet og sammensetning. Kravet må være at utslagsstedet legges der hvor fjellets kvalitet er best mulig, løsmassenes mektighet er minst mulig, og hvor terrenget har en slik helning at eventuelle innsig av masser fra omgivelsene kan unngås.

For å sikre et godt gjennomslag har en ansett det nødvendig å overlade i forhold til en vanlig salve. En må ta i betraktning at salven også skal bryte ut det ytterste skall som ikke blir helt gjennomboret, og dessuten bryte opp eventuelle løsmasselag. En har derfor benyttet 3-5 kg sprengstoff pr m^3 fast fjell. Ulempene ved overladning er at den øker det innvendige trykk mot eventuelle stengeorganer, og at det kan bryte ut steinblokker som kan blokkere åpningen helt eller delvis. Blir åpningen større enn planlagt vil en således ved et lukket utslag kunne få en større trykkstigning enn beregnet. Det er derfor mange grunner til å vise moderasjon når en skal fastsette ladningens størrelse. En må i mange tilfeller se på begrensningen av ladningens størrelse som en vesentlig del av kunsten å beherske tunnel-utslaget fullt ut.

3. VALG AV UTSLAGSMETODE

Allerede på planleggingsstadiet bør en ta standpunkt til hva slags utslagsmetode som skal anvendes. For mest mulig å kunne sikre et vellykket utslag er det ofte vesentlig å kunne tilpasse både tunneltraceen og geometrien forøvrig til utslagsmetoden.

Alle mulige vannstander i utslagsøyeblikket må forhåndsvurderes. Vi kan grovt dele utslagsmetodene i to hovedgrupper:

1) Utslag mot åpen tunnelsjakt (åpent system)
2) Utslag mot lukket tunnel (lukket system)

som nedenfor behandles hver for seg.

4. UTSLAG MOT ÅPEN TUNNELSJAKT (ÅPENT SYSTEM) MED VANNFYLLING

Den vanlige måte å ta et slikt utslag, er vist på Fig. 2.

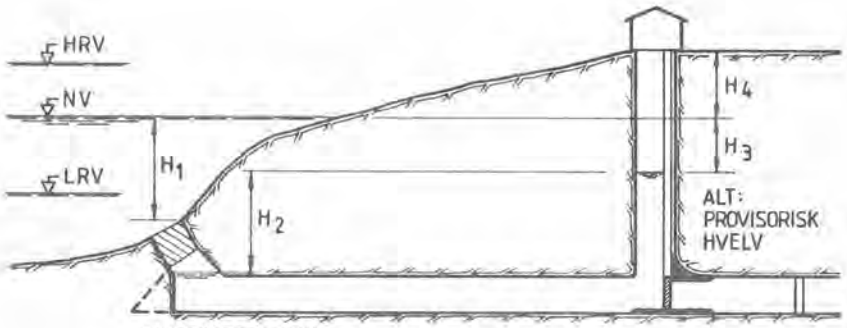


FIG. 2. TUNNELUTSLAG UNDER VANN
ÅPENT SYSTEM

Her er det åpen forbindelse fra tunnelstuffen, hvor utslaget ligger, og opp gjennom luke-

sjakta. Nedstrøms side av sjakta er da stengt for å hindre ukontrollert gjennomstrømning av vann og steinmasser. Denne metoden krever en viss oppfylling av vann for å redusere transporten av løsmasser fra utslaget og fram mot luka. I motsatt fall vil steinmasser kunne transporteres flere hundre meter med risiko for å skade lukekonstruksjonen. Dessuten vil det innstrømmende vann blandet med stein kunne gi et helt uakseptabelt oppsving i lukesjakta med ødeleggelser til følge, spesielt angående lukehuset. Oppfylling er således også nødvendig for å begrense det oppsving en får i sjakta etter utslaget. Oppsving vil en få såfremt det er positiv forskjell mellom nivået i magasinet og i sjakta. Avhengig av friksjons- og turbulenstap kan oppsvinget over magasinvannstanden bli av størrelsesorden 70-90 % av differansen mellom magasinet og oppfyllingsnivået i sjakta. Dette oppsvinget kan beregnes ganske pålitelig. Maks tillatt oppsving er gjerne begrenset til under lukehusgulvet, da luker med tilbehør som regel er ferdig installert på det tidspunkt da utslaget tas. Mens hensynet til oppsvinget medfører at en fyller opp sjakta mest mulig, er det et annet forhold som begrenser denne oppfylling. Det har å gjøre med trykkforholdene inne på stuffen og den luftpute som må være til stede der. Forholdet er at forplantningen av sprengningstrykket kan bety en uakseptabel belastning på lukene dersom en ikke treffer spesielle tiltak for å dempe trykket. Derfor kreves det en luftlomme inne på stuffen direkte mot ladningen. En slik lomme vil forhindre at de farlige hydroelastiske sjokktrykk får forplante seg gjennom vannet mot luken. Men under oppfylling av systemet vil den innestengte luftmengde på stuffen bli komprimert. Trykket inne i lommen bør da ikke bli større enn vanntrykket utenfra mot proppen. Blir det innvendige trykket større,

risikerer en at lufta lekker ut i magasinet, og i verste fall tømmer lommen. I godt, fast fjell vil mindre overtrykk neppe kunne medføre større luftlekkasjer, men også der vil en i alle fall ha risikoen for lekkasjer gjennom borehull som er boret gjennom proppen og inn i løsmasser på sjøbunnen. Slike hull kan være tette mot vanntrykk utenfra, men bli blåst opp når lufttrykket innenfra stiger under oppfyllingen og overstiger det utvendige mottrykk.
Om nødvendig må en tilføre luft til stuffen dersom den naturlig innestengte luft ikke gir tilstrekkelig sikkerhet for at utslagssalven og den vannfylte tunnel er godt adskilt ved hjelp av luftlommen. Tilførselsledningene kan ikke fjernes etterpå (i alle fall vanskelig), og bør sikres godt, slik at de ikke havner på varegrinda. Kontroll med luftlommens størrelse kan utføres, og vil i mange tilfeller være en nødvendighet.

4.1. TRYKKSTIGNING PÅ GRUNN AV SPRENGGASSEN

Vi har understreket luftlommens betydning for å forhindre hydrauliske trykkstøt. Sprengstoffgassen vil gi en trykkøkning i lommen. Vi regner at 1 kg sprengstoff utvikler ca. 0,8 m^3 gass ved atmosfæretrykk.
Den størst tenkelige trykkstigning inne på stuffen vil vi få dersom vi får en "pilsalve", dvs et mislykket utslag hvor hele salven går av, men uten at en får gjennomslag. Vi kan da regne ut denne trykkstigningen, og forutsetter da at ingen energi går tapt, men at all sprengstoffenergi går med til trykkstigningen, se Fig. 3.

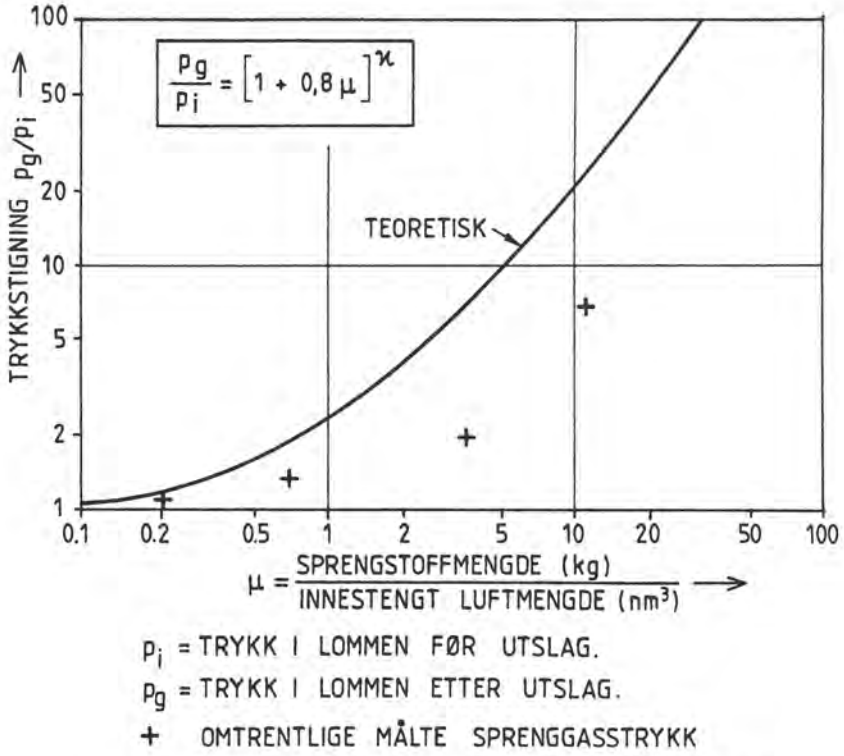


FIG. 3. TEORETISK SPRENGGASSTRYK p_g I INNESTENGT LUFT.

Både den innestengte luft og tilført gass fra sprengstoffet kan forvolde stor skade dersom forholdene er slik at den komprimerte gassen kan bryte ut f.eks. gjennom lukehuset.

4.2. OPPSAMLING AV MASSER

Ved slike åpne utslag vil en pga. forhåndsoppfylling av tunnelen, få små vannhastigheter i utslaget. Problemet med å samle opp massene er derfor ikke stort. Oftest vil en samlegrop under utslaget være effektivt. En kan gå ut fra at det meste av massene vil falle ned av sin egen vekt, og samlegropen plasseres deretter. Utkast av masser som skyldes sprengvirkningen vil naturlig nok kreve noen utstrekning av samlegropen.

4.3. ALTERNATIVE UTFØRELSER AV ÅPENT UTSLAG

Det finnes flere alternative måter å ta et åpent utslag på. Således kan oppfyllingsgraden varieres. Tar en utslaget med tørrlagt tunnel, vil innstrømningshastighetene bli meget store, $v = \sqrt{2gh}$, hvor h = trykkhøyden. I en slik situasjon vil det være meget vanskelig å samle opp massene fra proppen. Grunne oppsamlingsgroper lagt like under utslaget, har vist seg å ha liten eller ingen oppsamlende effekt. En dyp og smal grop har vist seg brukbar, men blir vanskelig å utføre i praksis. Kan noe av gropen legges med overheng under selve proppen, vil den kunne samle noe, se Fig. 2. I slike tilfeller må en være forberedt på at masse trekkes helt fram til lukesjakta og kan skade luka. Metoden med liten eller ingen fylling bør derfor undersøkes i modell, hvor forskjellige tiltak for å hindre spredning av masse kan prøves. Metoden har vært prøvd med vekslende hell, og er vel best egnet ved lange tunneler, hvor friksjonen spiller en vesentlig rolle for dempning av vannhastighetene.

Delvis oppfylling av systemet vil i regelen bremse vannet og dermed massetransporten, og

således virke gunstig. Men oppfylling av kun oppsamlingsgropen kan vise motsatt virkning ved at innstrømningen reflekteres fra gropens vannflate.

I alle tilfeller hvor det er av vesentlig betydning å kunne kontrollere massetransporten, kan modellforsøk vise seg svært nyttige og nødvendige. En skal være klar over at bare små variasjoner i geometrien kan medføre store forandringer i massetransporten. Generelle regler er vanskelig å sette opp, og må brukes med kritikk.

En løsning som har vært benyttet, er å støpe et provisorisk hvelv nedstrøms luka for så å sprenge mot hvelvet med luka i betryggende posisjon ut av vannstrømmen. Samme virkning vil en få om en kunne sette igjen en tunnelpropp som en kunne sprenge mot. For å unngå problemer med massetransport og risiko for skade eller blokkering av lukeføringene, bør slike utslag tas med stor oppfyllingsgrad.

Å ta et slikt utslag med fri åpning nedover og luke i sikker posisjon oppe i sjakta, har vært gjort der hvor vannet kan passere fritt ut. Men også i slike tilfeller kan en risikere skade på føringene, eventuelt blokkering. Dette anses ikke for å være noen sikker og god løsning, og bør vel helst reserveres for situasjoner der det ikke er stengeorgan i rammeveier.

5. UTSLAG MOT LUKKET SJAKT (LUKKET SYSTEM)

Et tunnelutslag kan også utføres som såkalt lukket utslag. Det innebærer at tunnelen et eller annet sted nedstrøms utslaget avstenges med luke eller

ventil, slik at forbindelsen mot atmosfæren brytes. Et slikt eksempel får en når stengeluka står med tetting på oppstrømssiden av lukesjakta, eller har pakkbokser, se Fig. 4.

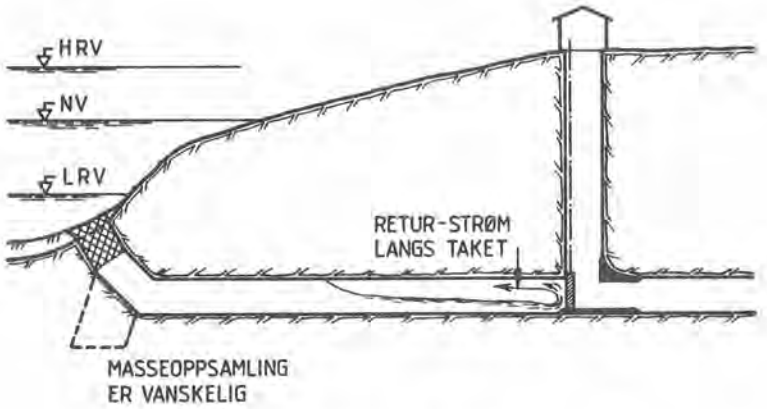


FIG. 4. TUNNELUTSLAG UNDER VANN
LUKKET SYSTEM.

Slike utslag har vært benyttet i en rekke tilfeller med godt resultat. I disse tilfellene har det vært en forholdsvis lang tunnelstrekning mellom utslaget og stengeorganet. Det understrekes at tunnelfriksjoner er av vesentlig betydning og jo lenger tunnelen er desto mindre blir tyrkket mot stengeorganet. Slike utslag har også vært tatt med stort vanntrykk og kort tunnel, og da med til dels svært dårlig resultat. Trykkstigningen har vært så stor at stengeorganene har blitt skadet. Dette har medført at en har måttet ta opp til grundig vurdering hele årsaksproblematikken. I første rekke gjelder dette trykkstigningen og de faktorer som bestemmer den. Dessuten har spredningen av massene vesentlig betydning i dette tilfellet, fordi vannhastigheten, og dermed evnen til å spre massene, er stor.

5.1. TRYKKSTIGNINGEN ETTER UTSLAGET

Ved slike lukkede utslag vil det innestengte luftvolum som oftest være så stort at den trykkstigning som sprenggassene vil gi, selv ved en "pilsalve", er moderat. Her henviser vil til det som er sagt foran angående det åpne utslag. Ved det lukkede utslag er det det innstrømmende vanns energi, forutsatt vellykket salve, som gir de største trykkstigninger, og dermed belastninger på stengeorganet. Vi skal se nærmere på dette forhold.

Når utslagssalven er skutt og det har blitt gjennomslag mot vannet, vil vannet strømme inn og komprimere luften i lommen. En kan best sammenligne dette med et stempel. Dersom stempelkraften var konstant, og vi ser bort fra de massekrefter som vannstemplet har, ville luften i lommen trykkes sammen inntil innvendig trykk tilsvarte stempelkraften, dvs. det utvendige vanntrykk. Men dette er mye forenklet. Det innstrømmende vanns massekrefter er av avgjørende betydning, og vil bevirke at trykket kan øke langt utover det statiske vanntrykket. Det henger sammen med at bevegelsesenergien for vannet i tunnelen vil øke helt til det innvendige trykk er like stort som det utvendige drivtrykk. Men fra da av vil vannet retarderes, og det er denne retardasjonskraften som gir de store trykktoppene inne i lommen. Vi skal nedenfor se litt nærmere på hva som foregår i et slikt lukket system.

5.2. FRIKSJONSFRI INNSTRØMNING

Dersom innstrømningen skjedde uten tap av energi i form av friksjonstap i den våte periferi og singulærtap i åpning, bend, vannfront osv., kan en beregne det maksimale trykk eksakt. Vi antar at sammentrykkingen bør regnes adiabatisk, dvs. uten varmetap til omgivelsene.

Prinsippet for beregningen er enkel: Den energi som vannet avgir ved at det forflyttes ned i tunnelen, vil en finne igjen i kompresjonsenergi i luftlommen.

Trykkligningen er vist på diagrams form i Fig. 5.

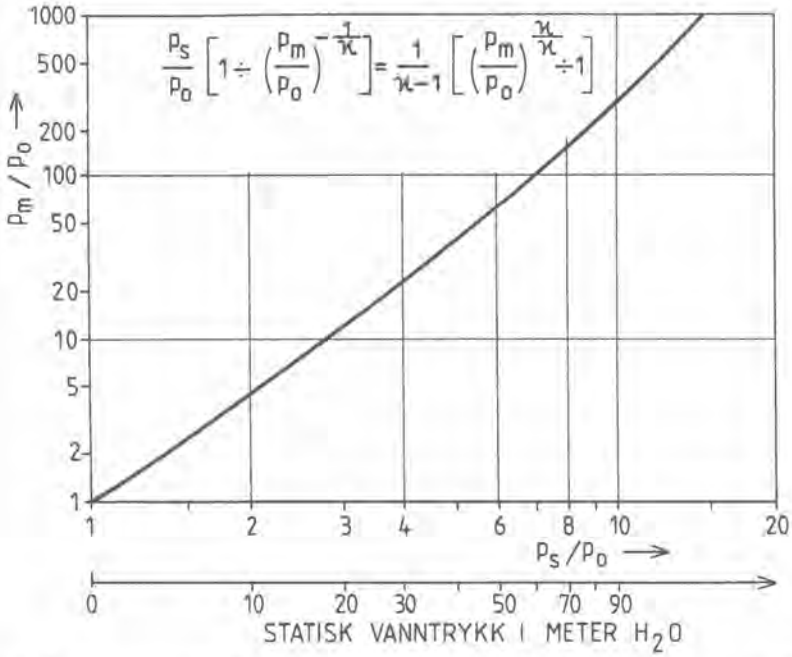


FIG. 5. TRYKKSTIGNING VED TAPSFRI INNSTRØMNING.

p_0 = BEGYNNELSESTRYKK I LUFTA
p_s = STATISK DRIVTRYKK
p_m = MAKSIMALTRYKK
} ABSOLUTT-TRYKK

Av dette ser vi at trykket øker voldsomt med stigende utvendig vanntrykk. Kombinasjonen stort utvendig vanntrykk/kort tunnel (= liten friksjon) er spesielt uheldig. Generelt må en si at tapene ved innstrømningen er en nødvendig forutsetning for de lukkede utslag, selv ved små vanndybder.

5.3. INNSTRØMNING MED FRIKSJON

Som nevnt foran er de tap en får i vannveien når vannet strømmer inn i tunnelen etter gjennomslaget, av avgjørende betydning for metodens brukbarhet. Den energi som vannet avgir under innstrømningen, går over i singulære tap i innstrømningsåpning, retningsforankringer, i vannfronten, som friksjonstap langs den våte periferi, bevegelsesenergi for vannet pluss evt. medrevne løsmasser i tillegg til kompresjonsarbeid. Med noe usikkerhet kan en beregne disse tapene, og med dagens EDB-teknikk er regneoperasjonen forholdsvis enkel. Usikkerheten består i en fornuftig antagelse av de hydrauliske tap. En slik ikke-stasjonær innstrømningssituasjon gir tydeligvis tap som er vesentlig større enn for den kjente stasjonære situasjonen. Ved å sammenligne med målte tilfeller, ser vi at vi må regne med store singulærtap, f.eks. 4-5 ganger hastighetshøyden, og Mannings tall under 30. Trolig ligger mye av de store tap i vannfronten, og det ser ut til at en får med disse tap ved å regne lave Mannings tall.
VHL har utviklet eget EDB-program for denne utslagstypen. Og for de som ønsker ytterligere informasjoner om dette, henviser vi til våre åpne rapporter om emnet.

På Fig. 6 har vi satt opp et generelt diagram som viser trykkstigningen som funksjon av tunnellengden og statisk vanntrykk. Eksempler er valgt med tunnelareal 10 m^2, singulærtap lik 2 ganger hastighetshøyden, og Mannings tall lik 30. Intervallene i EDB-beregningen er valgt lik 5 m.
Det går klart fram av diagrammet at trykkstigningen er liten ved lange tunneler, men øker sterkt når tunnelen når en viss minste lengde.

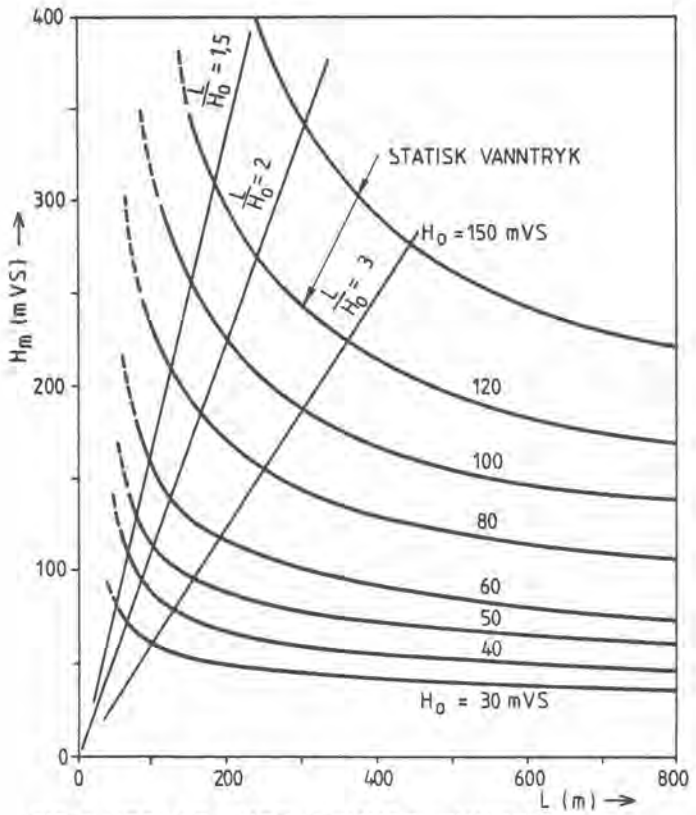


FIG. 6. UTSLAG MOT LUKKET TUNNEL

DIMENSJONERENDE MAKSIMALTRYKK H_m
VED STATISK TRYKK H_0 OG TUNNELLENGDE L
TUNNELTVERRSNITT $F = 10\ m^2$ = KONSTANT
(DESSUTEN: C = 2, M = 30, L_m = 5 m)

En bør derfor være varsom med å nytte metoden for særlig korte tunneler på grensen av eller utenfor erfaringsområdet.

5.4. MASSEOPPSAMLING

Ved det lukkede utslag vil vannhastighetene bli svært store umiddelbart etter gjennomslag, ($V \simeq \sqrt{2gH}$). Dette gjør oppsamlingen av masser svært vanskelig. Det ligger muligheter i å samle noe masse like under proppen dersom samlevolum kan skaffes utenfor den innfallende vannstråle eller i en dyp grop, se Fig. 2. Men det vanlige er at en ved slike utslag må tillate masser å spre seg nedover tunnelen. Man massen må stoppe før den når stengeorganet, slik at dette ikke blir skadet. En kan merke seg at vannet kan nå luka først ved tunnelsålen hvoretter vannstråler slår tilbake og fyller rommet under hengen. Under denne prosessen kan store steiner fra utslaget bli ført helt fram til stengeorganet, og kan skade dette. Forhåndsoppfylling med vann kan være en vei å gi, f.eks. i tilfeller hvor stengeorganet derved blir dykket. En må i alle fall ha klart for seg at forhåndsoppfylling med vann reduserer det totale volum, og vil virke som en avkorting av tunnelen, noe som igjen øker det maksimale trykk. Det er vanskelig å gi noen pålitelige anbefalinger når det gjelder oppsamling av masser ved slike store hastigheter som en her har. Erfaringsmessig vil detaljer i geometrien bety mye for oppsamlingseffektiviteten, helt like utslagsarrangement er lite tilbøyelig til å gjenta seg. Der hvor hele arrangementet er låst og oppsamling er et vesentlig problem som må besvares før utslaget tas, har en modellforsøk som en god utvei.

Kunstige utførelser, som f.eks. blindtunneler, er det vanskelig å forutse virkningen av, og her er modellforsøk sterkt å anbefale før en tar endelig avgjørelse.
Oppfylling av vann til over stengeorganet uten at det medfører for stor reduksjon av tunnelens luftlomme, kan være en god løsning. Men det må understrekes at slike vurderinger og forsøk må gjøres på et tidlig tidspunkt, før planene er fastbundet av andre årsaker.

6. TRYKKBØLGERS FORPLANTNING GJENNOM VANN

6.1. LADNING FRITT PLASSERT I VANN - OG I BORHULL

Når en ladning av vekt Q blir fyrt av med vann på alle kanter, vil den frigjorte energi danne en primær trykkbølge som forplanter seg på en kuleskallflate. Både makstrykk, varighet og utstrekning på trykkbølgen er kjent fra en rekke forsøk. Makstrykket p i bar kan således beregnes i avstanden R (m) fra ladningen Q (kg) etter følgende formel:

$$p_o = 530 \left(\frac{Q^{1/3}}{R}\right)^{1,3}$$

Både impulsens størrelse, tidskonstanten og andre forhold er beskrevet godt i litteraturen /1/, og skal ikke gjentas her. Nå er jo forholdet det at slike ladninger ikke ligger fritt i vann, men i borhull, noe som selvsagt betyr vesentlig. I litteraturen angis at makstrykket blir vesentlig redusert når ladningen legges i borhull. Det angis således at makstrykket blir redusert til 10 % av hva den fritt plasserte ladning ville ha gitt. Egne målinger tyder på at reduksjonen ikke

blir så stor. Vi vil således anbefale å regne med mindre reduksjon, f.eks. 80 %, tilsvarende en reduksjonsfaktor r_1 = 0,2. Reduksjonen antas å være avhengig av eventuell overladning. Ved bevisst overladning bør en ta dette med i betraktning og regne med enda mindre reduksjon (= større reduksjonsfaktor). Brukes intervalltennere vil den tenner, som slår rett mot vann gi størst trykk, oftest første tenner. Åsaken til dette er at de påfølgende tennere blir dempet av gass som forangående tenner utvikler.

6.2. DEMPNING AV TRYKKBØLGER

Problemet med dempning av trykkbølger er komplisert, og skal ikke tas opp i stor bredde her. Men trykkbølger som forplanter seg i en åpen kanal, vil dempes noe mindre enn under sfæriske forplantningsforhold. Forsøk viser at en bør kunne regne med 20 % mindre trykk, dvs en reduksjonsfaktor r_2 = 0,8 i en rektangulær kanal med areal 2 x 2 m. Bredde og dybde forholdene antas å spille en vesentlig rolle for forplantningen, men forholdet er lite undersøkt.

Trykkluftgardiner har vært hyppig benyttet til dempning av makstrykket fra sjokkbølger. Her har en målt hele 90 % trykkreduksjon. Våre målinger tyder klart på at dette er meget vanskelig å oppnå. Vi har målt reduksjoner på bare ca. 30 % i middel, og anbefaler derfor en reduksjonsfaktor r_3 = 0,7.

Dempningen er klart avhengig av luftkonsentrasjonen. Luftforbruket har ikke vært målt ved våre målinger. Men luftgardinen har hatt åpninger på 0,1 - 0,5 cm^2 pr m gardin med 1-2 mm hulldiameter med 6-7 bar kompressortrykk.

Skumplast har vært benyttet til dempning. Her foreligger det lite litteratur med resultater fra systematiske målinger. Men i ett eksempel har vi ved hjelp av kombinert måling og regning funnet at en 20 cm tykk plate av polyuretan-skum kan ha gitt 80 % reduksjon, dvs. en reduksjonsfaktor $r_4 = 0,2$. Vi kan således generelt antyde det dempede makstrykket p_d som funksjon av reduksjonsfaktorene og det uforstyrrede trykk p_o på denne måten:

$$p_d = r_1 \cdot r_2 \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \cdots \cdot r_n \cdot p_o ,$$

$$p_o = c \left[\frac{Q^{1/3}}{R}\right]^{1,3}$$

Skjematisk er disse dempninger vist på Fig. 7, der de viste reduksjonsfaktorer står for:

r_1 = 0,2 dempning pga fordemmet ladning
r_2 = 0,8 dempning pga kanal
r_3 = 0,7 dempning pga luftgardin
r_4 = 0,2 dempning pga skumplastvegg

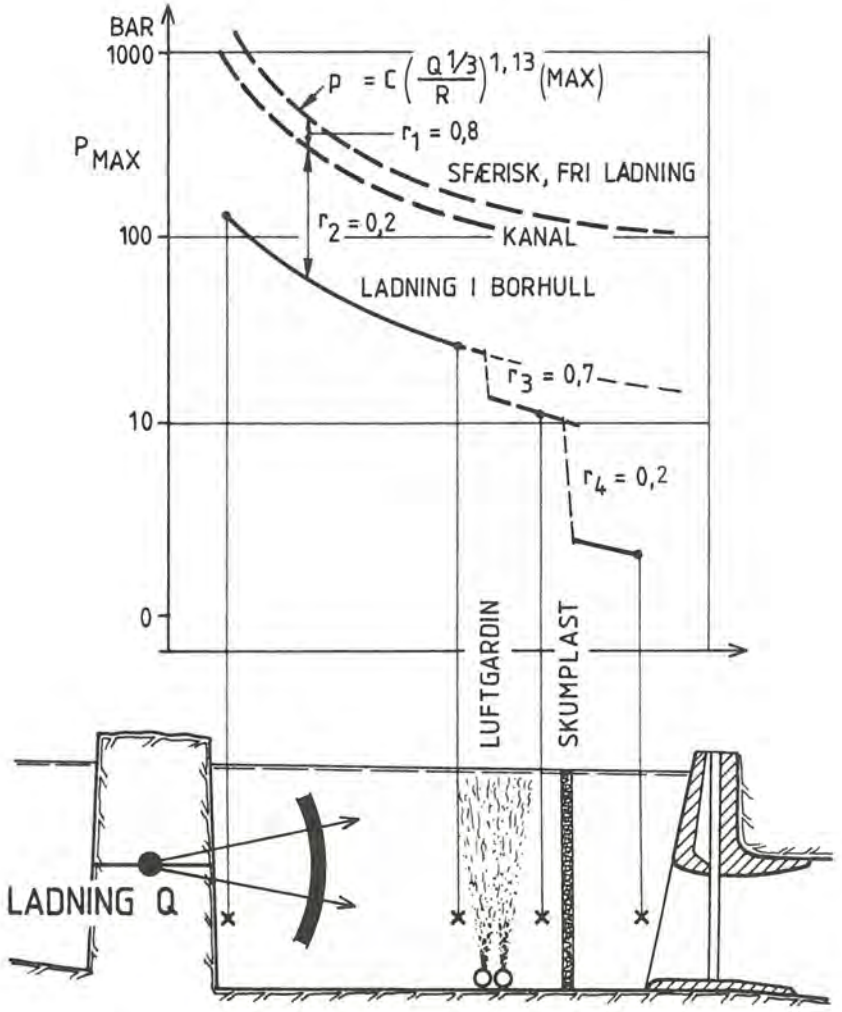


FIG. 7. DEMPNING AV TRYKKBØLGE VED TERSKELSPREGNING. PRINSIPPSKISSE

6.3. HYDROELASTISKE TRYKKBØLGER I VANNFYLTE TUNNELER

Ved begge de beskrevne hovedtyper tunnelutslag under vann har vi understreket betydningen av at sprengstoffet slår mot en luftlomme og ikke direkte mot vann. Det utgående trykk vil da bli radikalt dempet. Også luft som måtte befinne seg blandet i vannet eller forekomme som luftlommer i tunneltaket på en vannfylt tunnel vil virke reduserende på trykktoppene. Forholdene er kompliserte og en har ikke grunnlag til å kvantifisere virkningen av luft på de her omtalte hydroelastiske trykkbølger.
Dersom det ikke finnes luft tilstede i et vannfylt rør, vil trykkforplantningen kunne beregnes ut fra rørets dimensjoner og elastiske egenskaper. Erstatter vi røret med en vannfylt tunnel, så viser forholdet seg svært uoversiktlig og vanskelig. VHL har utført en rekke fullskalaforsøk med trykkforplantning i vannfylte tunneler. 3 tunneler ble målt med i alt 14 delstrekninger. Det viste seg at de 3 tunnelene hadde meget forskjellig evne til å dempe trykkbølger. Som eksempel kan det nevnes at mens den tunnel som dempet mest dempet trykket fra 100 til 1 bar over en viss lengde, så dempet den "stiveste" tunnel fra 100 til ca. 65 over en tilsvarende lengde. Det er også grunn til å merke seg at to halvdeler av en tunnel hadde vesensforskjellig dempningsevne. Mens den ene halvpart dempet fra 100 til 10, så dempet den andre halvpart fra 100 til 1. Det antas at bergartens geologiske og fysiske egenskaper har stor betydning for dempningen ved siden av andre forhold som f.eks. overdekning og tunnelareal.

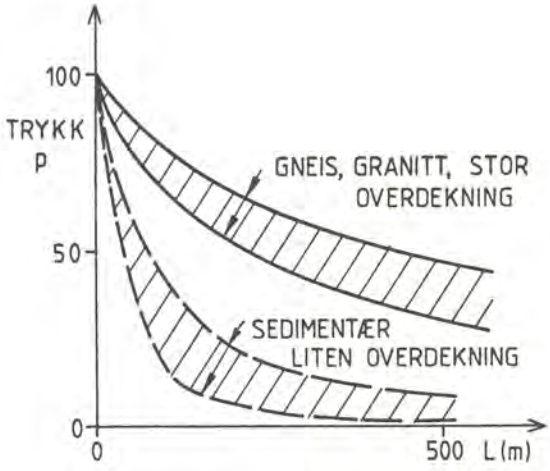


FIG. 8. DEMPNING I VANNFYLT TUNNEL
SKJEMATISK

På Fig. 8 har vi vist dempningsforhold for de tre målte tunneler omregnet til samme lengde og samme utgangstrykk. Som vi ser er det svært stor forskjell på dempningen for disse tunnelene. Det gjør det svært vanskelig å forhåndsvurdere trykkforplantning i en vannfylt tunnel. Det kreves i alle fall langt flere erfaringsdata enn de en i øyeblikket har. Et viktig forhold må her nevnes: Selv om vi kunne beskrive forløpet av en gitt trykkbølge gjennom en tunnel så mangler vi fortsatt sammenhengen mellom trykkbølgen og den sprengstoffmengde som har initiert den. Det er derfor nødvendig med flere forsøk med målinger i nærheten av ladningen før en kan si noe mer om dette problemet. I de tilfeller hvor inngangstrykket er kjent, gjør en derfor sikrest i å regne med svært liten dempning av hydroelastiske bølger gjennom vannfylte tunneler i alle fall dersom en har å gjøre med godt fjell og stor overdekning.

HENVISNING TIL VHL-RAPPORTER

(1) Tokke II - inntak i Våmarvatn. Trykk- og spenningsmålinger under skyting av utslagssalven. (NVE) K-60.138.

(2) Tunnelutslag under vann - Delrapport 2. Trykkmålinger med utslag i Midre Grubbedalstjønn. RSK. 601143.

(3) Folgefonnanleggene, NVE - Inntak Dravladalsvann. 601098.

(4) Folgefonnanleggene, NVE - Inntak Jukla Vest. 601098.

(5) Luftpute - fordelingsbasseng. Varmeovergangsforhold og stabilitet. 600910.

(6) Delrapport 1 - Trykk- og temperaturmåling ved utslag i Langavatn, Folgefonnanleggene, NVE.

(7) Delrapport 2 - Trykkmålinger ved utslag i Midtre Grubbedalstjønn, RSK.

(8) Delrapport 3 - Utslag mot lukket tunnel (bearbeiding av en rekke tidligere målinger).

(9) Delrapport 4 - Trykkmålinger ved gjennomslag i Rembesdalsvatn, Eidfjordanleggene, NVE.

(10) Delrapport 5 - Tunnelutslag i vestre og østre Midtdyrvatn, Svandlasflona kraftverk, RSK.

(11) Delrapport 6 - Trykkmålinger ved gjennomslag i Selbusjøen, Bratsberg kraftverk, TEV.

(12) Delrapport 7 - Trykkmålinger ved gjennomslag i Ringedalsvatn, Oksla kraftverk.

(13) EEU-kurs - Hydromekanikk i praksis. "Tunnelutslag under vann". Foredrag ved Øivind Solvik.

(14) EEU-kurs - Mudring og undervanns-spregning "Sjokk-bølger fra sprengning under vann". Foredrag ved Øivind Solvik.

REFERANSELISTE

/1/ COLE : "Underwater Explosions"

/2/ G. LINDH : Stötvågors utbredning i Vattenkanaler. Kungl. Fortifikasjonsförvaltningen

/3/ G. LINDH : Om stötvågor i Vatten. Kungl. Fortifikasjons-förvaltningen

/4/ KONTOR FOR FJELL-SPREGNINGSTEKNIKK : Sarp Kraftverk. Terskelsprengning

/5/ VASSDRAGS- OG HAVNE-LABORATORIET : 602412 - Måling av spenningsøkning på luker ved fangdamsprengning. Hønefoss Kraftverk.

/6/ VASSDRAGS- OG HAVNE-LABORATORIET : 60138 - Trykk- og spenningsmålinger under skyting av utslagssalve Våmarvatn.

/7/ KONTOR FOR FJELL-SPRENGNINGSTEKNIKK : Vamma Kraftverk. Rapport vedr. sprengning av under-vannssalve i avløpskanal.

/8/ HARRIS AND CREDE : "Shock and Vibration Handbook"

/9/ J.P. den HARTOG : "Mechanical Vibrations"

TETTING AV LUFTPUTEKAMMER VED OSA KRAFTVERK

Grouting of air cushion chamber at the Osa hydropower project.

Ingeniør Stein Braathen og
Sivilingeniør Sverre Edvardsson MRIF,
Sivilingeniør Elliot Strømme A/S

SAMMENDRAG

Osa Kraftverk har svingekammer på tilløpsiden utført som luftputekammer med luftvolum 10.000 m^3 og lufttrykk 18 bar. Bergarten er gneis.Fjelloverdekningen er 140 m som er vesentlig mindre i forhold til driftstrykket enn for luftputekammer bygget tidligere i Norge. Da anlegget ble satt i drift i 1981 oppsto det uakseptabel stor luftlekkasje fra kammeret. Under kraftverkets årlige driftsstans sommeren 1982, ble kammeret etterinjisert med sement og Siprogel. Utførelsen av dette injiseringsarbeid er fremlagt i detalj. Luftlekkasjen ble redusert fra ca.20 Nm^3/min til ca. 1.2 Nm^3/min ved fullt luftvolum i kammeret. Lekkasjen ser nå ut til å være stabil.

SUMMARY

The Osa hydropower project is an interesting step in the use of unlined air cushion chambers in Norway. The surge chamber only 140 m below the ground surface, has an air volume of 10.000 m^3 and the pressure is 18 bar. When the plant was put in commission, unacceptable air losses occurred. The leakage has been reduced by 95 % by means of grouting.

2. OSA KRAFTVERK

2.1 Generelle opplysninger

Byggherre: Hedmark Energiverk
Rådgivende ingeniør: Siv.ing.Elliot Strømme A/S
Ingeniørgeologisk rådgiver:Professor Rolf Selmer-Olsen
Hovedentreprenør: Astrup & Aubert A/S

Osa Kraftverk utnytter fallet i Søre Osa mellom Osensjøen og Rena elv. Maksimal brutto fallhøyde er 200 m, installasjonen 90 MW og årsproduksjon ca. 260 GWh. Osa er et typisk toppkraftverk med ca. 75 % vinterproduksjon.

Utformingen av anlegget er i høy grad bestemt av geologiske forhold, se fig.17.1.Av den ca.14 km lange tilløpstunnelen ble ca. 8 km frem til kraftstasjonen lagt dyptliggende i gneisgranitt for å unngå tunneldrift i en overliggende lagpakke av sedimentære, skjøvne bergarter.

Kraftverket ble satt i drift sommeren 1981.

2.2 Luftputekammer.

Av hensyn til reguleringsstabilitet og begrensning av trykkstigning for turbinene måtte Osa kraftverk ha et svingekammer på den dyptliggende del av tilløpstunnelen.

To alternative løsninger ble vurdert:

- svingekammer i dagen utformet som et 40 m høyt vanntårn og tilknyttet tunnelen gjennom en sjakt.

- Luftputekammer umiddelbart over tunnelnivå

Dersom et luftputekammer kunne utføres råsprengt tilsa kostnader, miljø, driften av kraftverket og sikkerhetsmessige forhold at luftputekammer ble valgt. Med det valgte tverrsnitt på tilløpstunnelen måtte kammeret plasseres innenfor en avstand av 1100 m fra kraftstasjonen.

2.3 Kammerets plassering og utforming.

Tunneldriften fra stasjonen gikk i begynnelsen nesten sammenhengende gjennom vannførende partier. Fremdriften krevde et meget omfattende injiseringsarbeid og mulighetene for å anlegge et uforet luftputekammer syntes små.

Først etter ca. 1050 m kom man inn i et tørt massivt parti av noen utstrekning, og det ble bestemt å forsøke å anlegge et luftputekammer på sydsiden av tunnelen. Der så forholdene mest lovende ut.

Detaljutformingen av kammeret skjedde på grunnlag av diamantboringer på et noe lavere nivå enn fremtidig vannstand i kammeret. Sondèrboringer under veis førte til slutt til den form på kammeret som er vist i plan på fig. 17.2.

Luftvolumet i kammeret skal ved drift uten restriksjoner være 10.000 m^3. Begge kriterier,reguleringsstabilitet og trykkstigning ga i dette tilfellet nær samme krav til luftvolum. Trykket er ca.18 bar.

På grunn av den relativt beskjedne overdekningen ble kompressorer og måleutrustning plassert i dagen. Rørforbindelsene mellom kompressorhuset og kammeret er innstøpt i et borhull med diameter 250 mm som fører ned til en nisje i tilløpstunnelen.Herfra er rørene forlagt i oppfaringsstollen frem til kammeret. På denne måten unngikk man å perforere fjelloverflaten i selve luftputen.

I forhold til rørforlegning i tilløpstunnelen helt fra kraftstasjonen sparte man også total byggetid for kraftverket.

Kompressorinstallasjonen er to kompressorer hver med kapasitet 19.4 Nm^3/min levert ved trykk 18 bar, (1 Nm^3 = 1 m^3 ved trykk 1 bar).Kompressorkapasiteten er bestemt ut fra krav om oppfyllingstid fra vannfylt til driftsklart luftputekammer.

2.4 Tetningsarbeider før idriftsettelse.

Selv om det var påvist betydelige lekkasjeførende sprekker nær kammeret, spesielt utenfor østre langvegg, lyktes det å unngå å punktere større lekkasjer ved utsprengningen av kammeret.

Under utsprengningen ble det fulgt en prosedyre for sondèrboring, vanntapsmåling og forinjeksjon. Før sprengningen av toppskiven i hovedkammeret startet, ble det forinjisert en 24 m lang skjerm utenfor ytterkonturen av tak og vegger. I tillegg til sementinjisering ble det benyttet Stabgel FR 30/70. Injiseringstrykket var 10 bar overtrykk i forhold til statisk vanntrykk. Medgått masse var ca. 40 l/hull i gjennomsnitt.

Annen gangs oppboring viste tett fjell etter de oppsatte kriterier og videre sondèrborings - skjermer førte bare i ett tilfelle til forinjisering.

Etter at utsprengningen var fullført var det noe vannsig inn i kammeret, det meste kom i kammerets nord-østre hjørne der avstanden er kort ut til påviste lekkasjeførende sprekker. Her ble det utført en del etterinjisering med sement.Total lekkasjevannmengde inn i kammeret var etter dette ca. 10 l/min.Senere varierte lekkasjen en god del over året.

Ca. ett år senere, i mars-april 1981 ble det foretatt ytterligere etterinjisering med sement i samme parti etter at boring for festebolter hadde gitt noe øket vannsig. Samtidig ble flere områder med konsentrert drypplekkasje gått over med sement - injisering. Etter dette var total vannlekkasje inn i kammeret ca. 3 l/min.

Basert på dette totale vanninnsig og visse forutsetninger om gradienter og sprekkåpninger ble forventet luftlekkasje ut av kammeret vurdert til å kunne bli av størrelsesorden 0.15 Nm^3/min, som ville ligge godt under hva som kunne aksepteres.

Som et siste tetningstiltak før kraftverket ble satt i drift, ble området ved nord-østre hjørne og innerste gavlvegg injisert med det kjemiske middelet Terraseal som hadde vært benyttet i kraftstasjonsområdet med godt resultat. Avslutningen av dette arbeid ble temmelig hektisk på grunn av idriftssettelsen av kraftverket.

3. SITUASJON ETTER IDRIFTSETTELSE

3.1 Luftlekkasje

3.1.1 Lekkasjens størrelsesorden.

Lekkasjene viste seg umiddelbart etter første gangs oppfylling i juli 1981 å være av en annen størrelsesorden enn forutsatt. Målinger de første døgn etter første gangs oppfylling tydet på en lekkasje av størrelsesorden 2-2.5 $Nm^3/min.$, eller ca.15 ganger større enn forventet.

Disse første målingene må imidlertid ansees usikre på grunn av ufullstendig kalibrering av måleutstyret.

Sikre målinger ble foretatt i periodene 31.07-02.08, 21.08-23.08 og 26.08-28.08.1981.

Målingene ble utført ved at etterfyllingen av luft ble avbrutt ved fullt luftvolum (vannstand 2,0 m) Deretter ble vannstandsstigningen i kammeret registrert opp til vannstand 3.0-3.5 m over sålen. Målingene gav et nær enhetlig bilde. Fra en lekkasje på ca. 15 Nm^3/min ved vannstand 2.0 m sank lekkasjen til ca. 5 Nm^3/min ved vannstand ca. 3.0 m eller fra 100 til 30 ganger forventet lekkasje.

3.1.2 Lekkasjens fordeling over kammerets høyde

Luftlekkasjens fordeling over kammerets høyde kan som angitt i pkt. 3.1.1 bestemmes uten å tappe ned vannveien. Ved å la luftputen lekke ut fullstendig uten etterfylling kan hevningen av vannivået registreres som funksjon av tiden.

Dette ble gjort i perioden 26.8-16.9 1981.

Fig.17.3 viser vannstanden i kammeret som funksjon av tiden gjennom denne periode.

Når denne sammenholdes med en nivå-volumkurve for kammeret, kan lekkasjens fordeling over høyden av kammeret beregnes fra bunn til topp.

Den kraftigste lekkasjen fant vi i kammerets laveste parti, spesielt lavere enn vannstand 3 m over teoretisk såle i kammeret. I den laveste horisontale 1 m brede stripen av det effektive kammervolumet, fra 2 m til 3 m over såle, fantes således ca.2/3 av den totale luftlekkasje ved vannstand 2 m.

Over en stripe fra 3.6 m til 7.35 m over såle, som i det vesentlige følger kammerets vegger, ble lekkasjen funnet å være relativt ubetydelig.

Deretter kom en sone fra 7.35 m til 8.75 m med en betydelig lekkasje. Høyden korresponderer med hvelvvederlagene.

Over dette nivå fantes en restlekkasje som antakelig fulgte hengen.

Målingen ble avsluttet ved vannstand kt.262.30 ca. 1.5 m under teoretisk toppunkt i hengen.

3.1.3 Lekkasjeutviklingen

Lekkasjeutviklingen i kammeret i perioden uke 44, 1981 til uke 12, 1982 er vist på fig.17.4. Vannstanden frem til uke 6, 1982 har variert mellom 3.1 m til 3.4 m. Deretter ble vannstanden hevet 1 m.

Etterfyllingen av luft har skjedd automatisk.Ved vannstand 3.4 m (resp. 4.4 m) har den ene kompressoren startet og gått for fullt inntil vannstanden var brakt tilbake til 3.1 m(resp. 4.1 m).

Lekkasjen er målt indirekte ved at samlet gangtid pr. uke for kompressorene er registrert. Gangperiodene faller ikke sammen med ukens lengde, og dette gir seg utslag i en brukket lekkasjekurve. Gjennomsnittlig viser kurven en stigning som ikke kan forklares på annen måte enn at lekkasjen har økt i perioden.

I uke 5 1982 var lekkasjen ca. 70% høyere enn i uke 44 1981 da målingene begynte.Dette tilsvarer antakelig omtrentlig den virkelige utviklingen.

Økningen har vært sterkest i begynnelsen av perioden,målingene har ikke gitt indikasjoner på at

lekkasjen ville ha stabilisert seg på et bestemt nivå om driften hadde fortsatt uten utbedringstiltak.

Enkelte uker er det registrert nedgang i gangtid i forhold til foregående uker, så stor nedgang at det bare kan forklares ved at lekkasjen ut av kammeret har gått ned. Forklaringen må være at luften har unnveket gjennom delvis vannfylte sprekker og kanaler, at trykkforholdene i disse har variert, og at vi istedet for en jevn strøm av luft ut mot dagen har hatt en slags "trykkokningseffekt".

Den jevnt økende gjennomsnittlige lekkasje tyder på at luften stadig har trengt vannet i slepper og sprekker tilbake.

Selv om målingene de aller første dagene etter første oppfylling er usikre, ser det ut til at lekkasjeutviklingen den første tiden har vært temmelig kraftig med en flerdobling av lekkasjen fra 15.07 da luftputen var fullt oppfylt første gang inntil de sikrere målingene startet 31.07.

Det synes som om porevannet i sprekkene nærmest kammeret relativt raskt er presset ut mot mer åpne kanaler, og at det kanskje har inntruffet deformasjoner som har åpnet sprekkene ytterligere.

3.1.4 Lekkasjeutgang i dagen.

Området rundt luftputekammeret ble gjennomsøkt både på bar mark og på vinterføre etter at anlegget ble satt i drift. Hele området er overdekket med løsmasser og det er sparsomt med fjell i dagen.

Lekkasjeutgang i dagen ble registrert i to områder som ligger i hver sine NV-SØ-gående svakhetssoner. I begge tilfeller ytret lekkasjen seg ved bobling i overflatevann.

Den kraftigste utgang ble registrert langs en NV-SØ gående akse ca. 600 m syd-vest for luftputekammeret og ca. 250 m syd for tilløpstunnelens tracè. I tillegg til bobling av luft i et mindre tjern lakk det vann ut i terrenget ved siden av. Det synes bemerkelsesverdig at luften kom ut så langt som 600 m fra kammeret når vertikal overdekning til terreng over kammeret ikke er mer enn ca. 140 m.

Den andre observerte lekkasjen var vesentlig nærmere kammeret i et myrdrag i avstand ca.250 m mot sydøst. Lekkasjen ble på bar mark observert på flere punkter, men synes vesentlig mindre kraftig enn inntrykket var ved tjernet omtalt ovenfor. Den andre observerte lekkasjen syntes imidlertid å øke utover vinteren.

3.2 Driftsforhold

3.2.1 Begrensninger for driften

For å unngå den store konsentrerte lekkasje i nivå 2.0 - 3.0 m over sålen i kammeret ble verket i perioden uke 44, 1981 til uke 6, 1982 drevet med kammervannstand varierende mellom 3.1 og 3.4 m.Det vil si at kraftverket ble drevet med et luftputevolum på min. ca. 8.600 m^3 mot forutsatt 10.000 m^3. Fra uke 6, 1981 ble vannstanden hevet ytterligere 1 m.

Dette hadde følgende viktige begrensninger for driften

- For ikke å risikere for stor trykkstigning på turbinene ved et plutselig avslag kunne maskinene ikke kjøres raskt opp til maksimal effekt.

- Aggregatene måtte derfor kjøres med slagbegrenser. Osa Kraftverk hadde derfor ikke den betydning som forutsatt for regulering i nettet.

Situasjonen var ikke forenlig med Osa Kraftverks rolle som hurtig tilgjengelig effektreserve sentralt i Østerdalen og som stabiliserende faktor i forsyningsnettet.

3.2.2 Driftssikkerheten

Luftlekkasjen viste en klar stigende tendens i gjennomsnitt. I uke 6 1982 var 23% av kompressorkapasiteten utnyttet for etterfylling av lekkasje i nivået 3.1 m - 3.4 m.

Så lenge lekkasjen økte kunne driftssikkerheten ikke anses tilfredsstillende,spesielt så lenge årsakene til lekkasjen ikke var klarlagt.
Lekkasjen viste økende tendens etter et par avslag av turbinene, noe som virket foruroligende.

4. FORBEREDELSE AV UTBEDRINGSARBEID

4.1 Krav til kammeret

Retningsgivende for planleggingen var følgende krav:

- Luftputen må kunne drives med det foreskrevne volum, slik at Osa Kraftverk på permanent basis kan ha den rolle i Hedmarks kraft-forsyningssystem som forutsatt, som hurtig tilgjengelig effektreserve.

- Av hensyn til driftssikkerheten må lekkasjene stabiliseres. Lekkasjene må ligge vesentlig under den installerte kompressorkapasitet. Hvor store lekkasjer som kan aksepteres må vurderes nærmere, men ved en installasjon som i dag fordelt på to kompressorer bør lekkasjen ligge godt under 50% av total kapasitet for at driftssikkerhet og maskinreserve skal kunne betraktes som tilfredsstillende.

4.2 Aktuelle utbedringsmetoder

Følgende utbedringsmetoder ble vurdert i den forberedende fase.

- Injisering
- Injisering og etterspreng̊ning
- Tetningsmembran

4.2.1 Injisering

Injisering var fra starten betraktet som den mest aktuelle metode. Så lenge vi ikke visste årsakene til at lekkasjene var blitt så mye større enn ventet, var vi imidlertid ikke sikre på at injisering alene kunne føre til et vellykket resultat.

Erfaringsmateriale fra injiseringsarbeid mot luft-lekkasje fantes knapt, og lekkasjene opptrådte på tross av et temmelig omfattende injiseringsarbeid utført i byggetiden.

Dersom lekkasjene skyldtes hydraulisk splitting fryktet vi at sprekkene igjen ville lukkes når trykket ble avlastet, og at det ville bli vanskelig å mobilisere tilstrekkelig injiseringstrykk til at tetningen kunne bli effektiv.

Hovedstrategien gikk ut på at en rask inspeksjon etter nedtapping ville avsløre årsaker og lekkasjeveier, og at injisering med sement og kjemiske midler ville gi tilfredsstillende resultat.

4.2.2 Injisering og etterspreengning

Med en permanent vannstand på 3,5 m over sålen kunne vi unngå ca. 2/3 av de registrerte lekkasjer. En slik løsning ville innebære utstrossing av ca. 2000 m^3 over dette nivå. Vi antok at dette kunne la seg gjøre fra vestveggen i kammeret der fjellet var massivt og det hadde vært ubetydelig vannlekkasje inn i kammeret etter utsprengningen.

Det ble derfor planlagt en systematisk sonderboring for en eventuell kammerutvidelse her, som skulle komme til utførelse dersom injisering under nivå 3,5 m syntes tvilsom, eller som nytt tiltak neste sommer dersom injiseringen ikke ble vellykket.

4.2.3 Tetningsmembran

Denne løsning ble betraktet som siste utvei. Flere tekniske løsninger ble diskutert.

Den mest interessante ide var antakelig en elastisk membran som skulle punktfestes til fjellet. Membranen måtte ha en form for profilering for drenasje og trykkutjevning mellom membran og fjelloverflate.

Dersom sterk tvil reiste seg om de to første metoder ville gi tilfredsstillende resultat f.eks. ved påvisning av hydraulisk splitting, var det planlagt visse forberedende arbeider for en membranløsning, som i det vesentlige gikk ut på å avjevne fjelloverflaten med sprøytebetong og profilere hele kammeret med stor nøyaktighet. Monteringen av en membran måtte komme den påfølgende sommer.

5. GJENNOMFØRING AV ARBEIDET

5.1 Forutsetninger

Astrup & Aubert A/S fikk i oppdrag å utføre arbeidet. Som hovedentreprenør for utbyggingen hadde firmaet folk med inngående kjennskap til anlegget og som kunne være nøkkelpersonell ved gjennomføringen av arbeidet.

Man forutsatte at arbeidet ble drevet på to skift, og at arbeidet gikk sammenhengende uten avbrekk for ferie inntil oppfyllingen igjen kunne starte.

Før inspeksjon av kammeret var utført kunne man ikke vite sikkert hvilke arbeider som ville komme til utførelse og omfanget av de enkelte arbeider.For ikke å tape tid måtte de forskjellige tenkbare arbeider planlegges og forberedes med hensyn til valg og beredskap av utstyr, nøkkelpersonell etc.

Kraftverket skulle settes ut av drift på det tidspunkt Osensjøen var helt nedtappet.

Videre ble det forutsatt at kraftverket, etter utbedringsarbeidene, skulle være driftsklart innen 1.september.

Det var ønskelig at kammeret ble stående vannfylt under fullt trykk i noen tid før nedtappingen. Dette ville gi de beste muligheter for å oppdage lekkasjepunktene ved inspeksjonen. Likeledes var det ønskelig med en tilsvarende periode etter at utbedringsarbeidene var utført for at poretrykket skulle bygge seg opp før luftputen ble fylt. Nedtapping og oppfylling av vannveien ville ta ca. 20 dager til sammen.

For tilrigging i kammeret, utførelse av utbedringsarbeidet, nedrigging og uttransport hadde man innenfor den oppsatte tidsrammen til disposisjon 14 arbeidsuker.

5.2 Tidsplan

Kraftverket ble satt ut av drift 20.3.1982, og man fikk adgang til tilløpstunnelen og trykkkammeret den 13.4.

Perioden frem til 13.4 benyttet entreprenøren til å rigge seg til med brakkerigg, verksted og andre nødvendige utendørs anlegg.

Umiddelbart etter at man fikk adgang til tilløpstunnelen og trykkammer startet rigging av nødvendig strøm og ventilasjon.

Den 14.4 ble det arrangert en befaring i luftputen for å bestemme arbeidsopplegget som skulle benyttes.

Boring av de første injiseringshull ble utført 21.4.

Den siste boring for kjemisk injisering ble utført 30.6.og oppfylling av tunnelsystemet ble påbegynt den 7.7.

5.3 Arbeidsopplegg

Befaringen 14.april viste at følgende forhold var retningsgivende for utbedringsarbeidene:

- Tilbakestrømning av luft ble registrert i 2 åpne og korresponderende borhull i nisjen ved kammerets nordøstre hjørne.Nivået stemte overens med den store registrerte luft - lekkasje ca. 2 m over sålen.

- Vanninnsiget langs østre langvegg var øket betraktelig fra situasjonen før idriftsettelsen.Mesteparten var i høyde med vederlaget som stemmer godt med de registrerte luftlekkasjenes nivåer.

- Det ble ikke observert tegn til hydraulisk splitting.

Etter befaringen ble kammeret oppdelt i 5 felt i tillegg til hengen (se fig.17.5). Hvert felt ble så nærmere vurdert med hensyn på hvilke arbeider som måtte utføres, og de ble prioritert for å unngå at man skulle havne i tidsnød med de mest påkrevde utbedringsarbeider.

De aktuelle utbedringsmetoder er gjennomgått under pkt. 4.2.På bakgrunn av befaringen 14.4 fant man at injisering var metoden å satse på. Injiseringen skulle utføres både med sement og kjemiske midler.

Prioriteringen av feltene gav som resultat at felt A og øvre del av felt B ble gitt 1.prioritet. Resten av felt B, felt C og felt E ble gitt 2.prioritet, mens felt D og hengen ble prioritert lavest.

Under befaringen 14.4 viste det seg videre at man hadde meget store vannlekkasjer inn i tilløpstunnelen mellom luftputen og kraftstasjonen.Det var under anleggets drift målt et vanntap på ca. 50 l/sek under fullt vanntrykk.Av observerte oppkommer i dagen antok man at store deler av dette vanntapet var lokalisert til strekningen mellom luftputen og kraftstasjonen.Da tunnelen ble tømt fikk man på ny en rekke kraftige lekkasjer inn på denne strekning og det ble bestemt å gjøre et forsøk på å redusere disse lekkasjene mens man allikevel arbeidet i luftputen. Med samme gjennomsnittlige utbygningspris som anlegget for øvrig kunne man investere i underkant av kr. 30.000.- pr. l/s vannlekkasje som kunne reduseres.

På hvert skift skulle entreprenøren benytte 7 mann i tillegg til formann og reparatør til sammen i tunnelen og luftputekammeret.

Valg av 7 mann i tunnelen var motivert ut i fra at man skulle arbeide med 3 selvstendige arbeidsoperasjoner som hver krevde minst 2 mann.Den 7.mann skulle hjelpe til med transport etc., samtidig som man var sikret mot at en av arbeidsoperasjonene skulle stoppe opp hvis man fikk sykdomsfravær.

De tre arbeidsoperasjonene var boring av injiseringshull, injisering og tetting i hovedtunnel.

Den første tiden pågikk kun boring av injiseringshull og sementinjisering i trykkammeret.Det tredje arbeidslaget arbeidet i hovedtunnelen med tetting av de store vannlekkasjene.Dette arbeidslaget benyttet knematerutstyr, mens boringen i kammeret skjedde med hydraulisk rigg.

5.4 Boring av injiseringshull

I første omgang ble det boret injiseringshull i de områdene man hadde registrert synlige lekkasjer.

Man fikk raskt bekreftet nær kontakt med noen av de store lekkasjeveiene utenfor østre langvegg idet det kom både luft og vann fra mange av disse hullene.

Etter den første omgang med borhull plassert "tilfeldig" rundt de observerte lekkasjene,ble alle 4 felt boret opp systematisk med rutenett på 1.5 x 1.5 m.

Boringen skjedde seksjonsvis med 3-4 m i høyden i hvert felt slik at boring og injisering foregikk på forskjellige felter og ikke kom i konflikt med hverandre.Et viktig moment var at et slikt arbeidsopplegg førte til at et injisert felt fikk stå i fred et par døgn slik at man ikke risikerte å punktere den skjerm som var injisert før herdingen hadde pågått tilstrekkelig lenge.

Opprinnelig var det planlagt å bore 8 m lange hull for sementinjiseringen.Det viste seg imidlertid tidlig at sprekksystemene varierte svært i avstand fra kammerveggen. Ved kun å bore 8 m lange hull var man ikke sikret kontakt med de hovedveiene luften tok.

Å oppnå kontakt for å stenge disse hovedlekkasjeveiene var en hovedoppgave for sementinjiseringen, slik at de fine sprekkene nær kammerveggene senere kunne angripes med kjemiske injiseringsmidler.

Etter en del kontrollboringer mente man at 15 m lange hull ville kunne gi den nødvendige kontakt. En ytterligere forlenging av hullene fristet ikke av hensyn til økonomi og tidsforbruk.

Det ble derfor bestemt å bruke 15 m hull under den systematiske sementinjiseringen.

5.5 Sementinjisering

Man tvilte på at det fine sprekkemønsteret ville tillate en effektiv sementinjisering nærmest kammeroverflaten. Alternativet var å benytte kjemiske injiseringsmidler med bedre inntrengningsevne.

I alle hull ble det begynt med en tynn sementblanding (v/c = 3) slik at man ikke skulle få en mauring ved inngangen til sprekkene.Etter hvert som injiseringen pågikk gikk man gradvis over til fetere blanding og endte med v/c = 1.

I tørre hull ble denne fremgangsmåte benyttet uten unntak. I hull med vannlekkasje startet man gjerne med et v/c forhold på 3, for så å gå over til fetere blanding. Overgangen gikk raskere desto større lekkasjene var.

Sementblandingens inntrengningsevne i fjellet utenom de større sprekkene viste seg som antatt å være dårlig. I en rekke tilfeller med småsprekker som det piplet vann fra, boret man i umiddelbar nærhet uten å oppnå å få sementvellingen inn i sprekken. I tillegg til sementens forholdsvis dårlige inntrengningsevne i fjellet, var selve sprekkesystemene svært uoversiktlige og usystematiske. I enkelte tilfeller kunne man bore to hull med en halvmeters avstand hvor det ene hullet var tørt, mens det andre hadde stor vannlekkasje.

Å bore 15 m lange hull viste seg heldig, fordi man da ofte boret inn i tversgående slepper.Dette førte til at forholdsvis store mengder sement gikk inn i fjellet og man fikk bygget opp et mothold mot den senere kjemiske injisering som skulle utføres med kortere hull.

Under sementinjiseringen fikk man en rekke ganger utganger i kammerveggen mange meter unna det punktet det ble injisert på. Dette vil bli nærmere omtalt i gjennomgåelsen av det enkelte felt.

I tillegg til v/c forholdet er det injiseringstrykket som påvirker inntrengningsevnen. I utgangspunktet var tanken å benytte et injiseringstrykk på 25 bar, som var blitt meget benyttet under anleggsperioden.

Det ble imidlertid gjort noen forsøk med høyere trykk tidlig i injiseringsarbeidet.Spesielt i området mellom 33 bar og 37 bar viste det seg at inntrengingsevnen økte.

Sikkerheten til mannskapet som utførte injiseringen og faren for løspressing av fjellblokker gjorde at det ble satt et maksimalt trykk på 40 bar.

Under injiseringsarbeidene ble det generelt benyttet et sluttrykk på 35-40 bar, bortsett fra i områder vurdert til å være spesielt utsatt for løspressing. Her ble et maks. trykk på 30 bar benyttet. Dette gjaldt i særlig grad fjellstabben ved det nord-østre hjørnet.

Til sementinjiseringen ble benyttet to utstyr:

- Montanbüro

  Pumpe: P 484 S, luftdrevet
  Maksimalt pumpetrykk 100 bar.
  Aktivator: AMS, volum 170 l

- Häny

  Pumpe: ZMPV, elektrohydraulisk
  Stempeldiametere 475, 120 og 95 mm
  Maksimalt pumpetrykk 30-75 bar.
  Kolloidblander: HCM 200,volum 170 l

5.6 Kjemisk injisering

5.6.1 Middel

Som kjemisk injiseringsmiddel ble det franske Siprogel valgt. Dette er et forholdsvis kostbart stoff, men har viktige egenskaper som det i dette tilfellet var behov for. Stoffet krymper minimalt ved uttørking og har en seig gel som er motstandsdyktig mot dynamiske påkjenninger som oppstår ved store trykkvariasjoner.

Ulempen ved stoffet er at det er giftig, og at selv sprut på huden kan være skadelig. Det er behov for god ventilasjon og tilgang på rent vann til vasking der injiseringen pågår.

Middelet er en firekomponent blanding,hvorav den ene komponent er vann. De første blandings-forsøkene var mislykkede. Til tross for at den tilsatte herdermengde skulle gi en geltid på en time fikk man umiddelbar geling.

De første forsøk ble utført i dagen under sterk varme og sol. Man antok derfor at dette muligens var årsaken, så alt utstyr ble flyttet ned i trykkammeret. Etter ett døgns avkjøling var temperaturen i væskene kommet ned på anbefalt nivå. Ved ny blanding ble imidlertid reaksjonen den samme.

Nytt parti av stoffet ble oppsendt fra leverandøren og dette virket helt etter oppskriften.Etter ytterligere noen døgn ble det gjort nye forsøk med det opprinnelige stoffet og da virket også dette tilnærmet slik det skulle.

En forklaring på dette fenomen har det foreløpig ikke vært mulig å finne.

Under hele injiseringsperioden avvek herdnings-forløpet noe fra teorien.Først kom en vannglass-herding, som visuelt så ut til å være bortimot ferdig herdet, før polymiseringen kom skikkelig igang. Etter teorien skal vannglassherdingen bare delvis skje før polymiseringen er ferdig. Sluttproduktet så imidlertid ut til å være som det skulle.

Også senere under injiseringsarbeidene oppsto det unøyaktige geltider, men aldri slik som ved de første prøvene. Man blandet hele tiden med sikte på en geltid på 60 min., men fikk variasjoner i satsene på fra 30 min. til 70-80 min. Noen av disse variasjonene kunne trolig være forårsaket av unøyaktig tilsetning av herdermengde.Hele jobben sett under ett tyder på at geltiden for Siprogel er ømfintlig og derfor kreves det en nøyaktig kontroll med blandingen.

Ved hjelp av herdermengden kan man påvirke geltiden på sluttproduktet.Imidlertid viste det seg at dette ikke var særlig praktisk.Ønsket man seg en raskere geling måtte herderen tilsettes i blandekaret for den ene delkomponenten,hvilket førte til at all gjenværende væskemengde i satsen

fikk en slik kort geltid.Pga. væskens giftighet og omkostningene er det lite ønskelig å måtte tømme ut store mengder ubrukt væske.Behovet for kort geltid kunne i liten grad forutsies.For raskest å kunne ta hensyn til varierende behov er det viktig at satsene ikke lages for store.

5.6.2 Utstyr

Bruken av Siprogel ble bestemt så sent at entreprenøren fikk kort tid til å bygge opp et injiseringsutstyr. Det måtte derfor en del improvisasjon til, og noen av de problemene man opplevde ville nok vært unngått med bedre tid for utprøving.Det velges likevel å referere enkelte av de erfaringene som ble gjort med utstyret, fordi de nok også kan skape problemer for andre.

I de første ukene ble det brukt et provisorisk utstyr.Man blandet de to komponentene i et felleskar, og pumpet så væsken inn i fjellet.Ulempen med denne metoden var at det ble mye behandling av det giftige stoffet med håndkraft, samtidig som man risikerte at den utblandede væsken gelte før alt var injisert.Det siste problemet gjaldt særlig hull med langsom masseinngang.

Fordelen med metoden var at man kunne vente til massen nærmet seg beregnet geltid før man injiserte den i de hull det var behov for kort geltid.

I siste del av injiseringsperioden ble det benyttet et utstyr med 2 pumper som sugde fra hver sin delkomponent slik at man fikk blandingen etter pumpene (LeWa HL-2, doserings og injiseringspumpe. Kapasitet 86 1/h ved driftstrykk 64 bar).

Dette utstyret var vesentlig mer effektivt enn det første som ble benyttet. Man slapp å utføre blandingen i felleskaret, og det oppsto derfor aldri problemer med geling slik at væske måtte tømmes ut.

Problemene med dette utstyret var for det første de tidligere omtalte problemer med justering av geltiden under injiseringen. Dessuten var det et problem at man kun hadde en visuell kontroll med at pumpene sugde like mye fra hver delkomponent. Blandingsforholdet på 50/50 er viktig for å sikre at det ferdige produkt skal holde ønsket kvalitet.

Under arbeidets gang oppsto det en gang et slikt problem fordi vispen som ble benyttet til å blande ut delkomponentene slo løs små plastpartikler fra veggene i beholderne.Disse partiklene tettet så til inngangen i den ene pumpen. Ved å montere finsiler på sugeslangene, og rengjøre disse silene hver gang man blandet opp en ny sats ble dette problem fjernet.

For å sikre at det injiserte stoffet holder kvalitetskravet bør det foretas streng kontroll av alle utblandede satser.Det bør antagelig tas ut en prøve før man begynner å bruke den nye satsen, og dessuten en når f.eks.50% er oppbrukt.I vårt tilfelle holdt en sats på 2 x 120 l i mange timer. Hadde man observert noen avvik i prøvene kunne man lett gå tilbake og rette opp det som var utført samtidig som ubrukt væske kunne kasseres.

5.7 Arbeidet ved de enkelte felt

5.7.1 Felt A

For sementinjisering ble det boret 1941 bormeter fordelt på 131 hull.Totalt gikk det inn 24.2 tonn sement.

For kjemisk injisering ble det boret 1263 bormeter fordelt på 133 hull.Det er injisert 3000 l Siprogel.

Erfaringene fra sondèrboringer under utsprengningen av kammeret tyder på at man hadde et sleppesystem som gikk i et skråplan langs A-feltet 10-15 m inne i fjellet.De nye boringer forsterket dette inntrykket, men det kunne ikke påvises noen sammenhengende sleppe.Boringene tydet derimot mer på at det var diskontinuitet i sleppesystemet slik at man noen ganger oppnådde kontakt med sleppene langt tidligere enn 10 m inn, mens det andre ganger ikke ble kontakt i det hele tatt innenfor de 15 m som ble boret.

I et av hullene fikk vi rødfarget lekkasjevann. Dette var fargestoff som ble injisert inn i et hull man hadde brukt til å ta vann til driften under anleggsperioden.Denne injisering ble utført før anlegget ble satt i drift i 1981.Funnet av dette fargestoffet indikerer at det er liten gjennomstrømming av vann i sleppene rundt trykkkammeret.

Boring i området 6 - 10 m over sålen like innenfor adkomsttunnelen viste at det fantes store "tørre" slepper i fjellet. Under boring "sank" borstangen en rekke ganger fra 10 - 15 cm inn uten at det ble registrert vannlekkasjer av betydning.Sementinjiseringen gav i disse tilfellene svært ofte store innganger.

Injiseringen gav videre klare indikasjoner på at fjellet, i tillegg til det tidligere omtalte hovedsleppesystemet 10 - 15 m inne i fjellet,var oppsprukket i alle regninger. Utganger ble registrert i alle retninger, og svært ofte lenger bort fra hullet som ble injisert enn forventet.

En annen spesiell observasjon var at det virket som om lekkasjene ble forskjøvet frem og tilbake. Under injisering rundt leideren ved stabben i nordøstre hjørne fikk man en økning i fukten langs veggen i begynnelsen av A-feltet, og under injeksjon av denne del av feltet skjedde det en tilsvarende økning rundt leideren.

Etter at injiseringen startet i øvre halvdel av veggen kom det utganger i hengen. Hovedmengden av utganger ble registret langs tidligere innsatte sikringsbolter.

5.7.2 Felt B

For sementinjisering er det boret 702 bormeter fordelt på 56 hull.Det ble injisert 1,9 tonn sement. Feltet er ikke kjemisk injisert.

I første omgang ble det injisert på noen gamle hull som stod igjen fra injiseringen utført før anlegget ble igangsatt. I tillegg var det et par markerte slepper som ble injisert.

Det ble også boret noen 15 meters hull for å undersøke om man fikk kontakt med det sleppesystemet i A-feltet, og som man også hadde kontakt med i C-feltet (se pkt. 5.7.3).

De nye boringer tydet imidlertid på at dette sleppesystemet lå lenger inne enn 15 m lange hull nådde.Det ble derfor istedet boret opp et systematisk rutenett med 9 m dype hull satt i system med de tidligere omtalte 15 m hull.Felt B ble til tross for det som ble forutsatt før injiserings-

arbeidene tok til, tidlig vurdert til å være det minst problematiske lekkasjefelt etter at de markerte lekkasjene ble stoppet.Injiseringen gav små innganger og kun utganger i gamle hull og i de tidligere omtalte sleppene.

Det ble derfor på bakgrunn av resultatene fra den systematiske boringen, bestemt ikke å utføre kjemisk injisering i dette feltet.

5.7.3 Felt C

For sementinjisering er det boret 637 bormeter fordelt på 44 hull. Det er injisert 3,2 tonn sement. Feltet er ikke kjemisk injisert.

I det aller første hullet som ble boret 0.5 m over sålen ved starten av C-feltet boret man fast i en vannfylt sleppe på 10 m. I et hull 0.5 m til siden for dette boret man på en vannfylt sleppe på 14 m. Her var det vann under høyt trykk (12 - 13 bar) som sprutet ut. Det kan ha vært en del av det sprekkesystemet langs A-feltet.Ingen av de øvrige borhull i dette felt gav imidlertid kontakt med tilsvarende sterkt vannførende slepper.

Under injiseringen oppsto gjennomgang fra hull til hull samtidig som det ble observert utgang i gamle hull og langs sikringsbolter i hengen.

Spesielt i området mot amfibolittsonen (se fig.17.2) var det tydelig å se at gjennomgangen fra hull til hull skyldtes slepper i overgangen til sonen.

Under injiseringen i to av hullene ble det en spesiell reaksjon. Da det ble satt trykk på hullene kom det utgang av rent vann i en sleppe.Etter en tid kom det sementmørtel i stedet for vann på samme sted. Da vi avbrøt injiseringen rant det fortsatt sementmørtel, men etter en tid begynte det å renne rent vann igjen.Annengangs oppboring med injisering fikk imidlertid stoppet lekkasjen.

Også dette felt ble vurdert til ikke å ha behov for kjemisk injeksjon.

5.7.4 Felt D

For sementinjisering er det boret 960 bormeter fordelt på 64 hull. Det er injisert 6.8 tonn sement.

For kjemisk injisering er det boret 837 bormeter fordelt på 89 hull. Det er injisert 2170 l Siprogel.

Injiseringen viste at fjellet i dette feltet inneholdt mange og fine sprekker. Først ved trykk over 35 bar gikk det inn noe særlige mengder. Årsaken til dette er neppe hydraulisk splitting. Man kunne nemlig ikke registrere en sprangvis økning i masseinngangen. Det virket snarere som om man fikk presset finstoff ut av sprekkene, og at dette førte til en raskere og økende masseinngang.

Sementmørtelens v/c forhold var spesielt viktig i dette området. Kun v/c forhold på 3 gav innganger av betydning. Dette blandingsforholdet ble benyttet helt til hullet var nesten tett, hvoretter man slapp ut litt sementmørtel gjennom kolben, og deretter "forseglet" selve hullet med en v/c blanding på 1.

Pga. høyt trykk og tynn blanding var det større problemer med utganger her enn på de øvrige feltene.Spesielt i gamle hull og i et oppfliset parti.

Ett sted var problemet så stort at Mauring ble forsøkt først.Deretter ble det injisert med sementmørtel. Dette gav en fin virkning ved at Mauringen stoppet utgangene.

Denne fremgangsmåte må dog kun benyttes under helt ekstreme forhold som dette var. (I hovedtunnelen, se pkt.5.9, viste det seg ofte at Mauringen tettet selve injeksjonshullet slik at det ikke var mulig å injisere med sement etter at Mauring var benyttet).

Den kjemiske injiseringen ble også hemmet av at det kom en del utganger på stuff. Disse ble forsøkt tettet ved å injisere hullet, og deretter vente til gelingen var kommet igang, for så å gå på med ny injisering osv. Denne fremgangsmåte gav svært ofte brukbart resultat. I noen få tilfeller tettet selv injiseringshullet seg, men dette antallet var beskjedent i forhold til de vellykkede hullene.

5.7.5 Felt E

I dette felt ble det kun injisert og plugget 5 gamle hull. Masseinngangen var ytterst beskjeden og bestod mest i å fylle opp hullene.

5.7.6 Hengen

I tillegg til injiseringsarbeidene i de omtalte veggfelt ble det også gjort forsøk på å tette drypplekkasjene i hengen.

En rekke slike lekkasjer hadde økt betraktelig under injiseringsarbeidet nede i feltene, og særlig langs sikringsboltene, innsatt under drivingen av trykkammeret, kom det utganger av sementmørtel. En del av lekkasjene var tettet av denne mørtelen, men fortsatt gjenstod det noen slike lekkasjer rundt omkring i hengen.

Ved hjelp av borriggen ble det boret en rekke 4 - 5 m lange hull. Disse hull ble deretter injisert med Siprogel. Man fikk beskjedne innganger, men greide å stoppe de aller fleste lekkasjene.

5.8 Eventuell fremtidig utvidelse av trykkammer

I tillegg til den rene injiseringsjobben som ble utført, ble også alternative løsningsmuligheter undersøkt.

Utenfor kammerets vestre vegg var det registrert tørt og massivt fjell. Siden man allikevel var inne med borrigg benyttet man derfor anledningen til å sondèrbore i dette området.

I alt 6 hull à 25 m ble boret og vanntapsmålt. Resultatene tydet på at det i dette området er godt fjell med svært beskjedne lekkasjer. Området synes lovende for en eventuell fremtidig utvidelse av kammeret over nivå 3.5 m hvis injiseringen ikke skulle bli vellykket på lengre sikt.

5.9 Vannlekkasjer i hovedtunnelen

Som tidligere omtalt ble det bestemt å forsøke å tette en del av de observerte lekkasjene i hovedtunnelen mellom kraftstasjonen og luftputen.

Arbeidet i tunnelen var lavere prioritert enn arbeidet i luftputen. Dette førte til at man i kortere perioder benyttet all arbeidskraft i luftputen, og at man arbeidet stort sett med lettere og mindre utstyr i tunnelen enn i luftputen for å unngå å skape problemer for transporten til og fra luftputen. Til tross for disse begrensningene gikk arbeidene stort sett greit, og fremdriftsplanen ble fulgt.

Lekkasjene var til dels så store at det ville vært nytteløst å forsøke med en sementinjisering, så man bestemte seg for å benytte det kjemiske injeksjonsmiddelet Tacss 020, som er et polyuretanprodukt. Dette middelet ekspanderer kraftig og herder raskt i kontakt med vann. Det er imidlertid kostbart.

Mindre lekkasjer med forholdsvis lave vannhastigheter ble raskt og effektivt tettet med dette middel. På de store lekkasjene var det derimot problemer med å få ekspansjonen og herdingen til å skje før middelet ble vasket ut av fjellet. Ved hjelp av utstrakt bruk av trekiler og tettestry greide man også å tette de store lekkasjene. I slike tilfeller medgikk det imidlertid ofte store mengder Tacss. Dette ble i lengden kostbart så man følte behov for et rimeligere produkt med noen av de samme tettingsegenskapene.

Det ble utført en prøve med Mauring som gav et overbevisende resultat. Man gikk så umiddelbart over til å benytte dette produkt der lekkasjene var store og konsentrerte. Fortsatt måtte imidlertid trekiler og tettestry benyttes for å redusere åpningene i sleppene.

Bruken av Mauring stoppet vannlekkasjene alle steder hvor man fikk boret skikkelig injiseringshull. I normal driftsituasjon vil imidlertid vanntrykket virke motsatt vei av det som var tilfellet under injiseringsarbeidet. Av frykt for at mye av sementlimet i Mauringen var vasket bort før herdingen skjedde, slik at det egentlig var de grove partiklene i injiseringsmiddelet som ble presset sammen av bakenforliggende vanntrykk og derfor tettet, ble det bestemt å injisere alle sprekker med sement eller Semflyt etter at vannlekkasjen var stoppet.Denne "etterinjiseringen" ble utført umiddelbart etter at bruk av Mauringen var avsluttet. Dette gav mulighet til å benytte de

samme injiseringshull som Mauringen ble injisert gjennom, men i en del tilfeller var disse hull tette og nye hull måtte bores.

5.10 Resultat

Etter at kraftverket var satt i drift igjen, var luftlekkasjen de første tre måneder gjennom - snittlig ca. 1.7 Nm^3/min. Et år senere synes lekkasjen å ha stabilisert seg på ca. 1.2 Nm^3/min.

De synbare vannlekkasjer ut i terrenget ble vesentlig redusert etter injiseringsarbeidet i tilløpstunnelen. Den totale vannlekkasje er senere målt til ca. 1/3 av hva den var tidligere.

Av de ca. 5 mill. kr. som arbeidet totalt kom på, vil ca. 3 mill. kr. direkte kunne forrente redusert energiforbruk ved etterfylling av luft, reduserte driftsomkostninger for øvrig og redusert vanntap.

Det vellykkede resultat av injiseringsarbeidet må i stor grad tilskrives mannskapene som utførte jobben. En kombinasjon av riktig hullplassering og valg og proporsjonering av injiseringsmidlene må utføres på stedet, og er avhengig av de utførendes evne til å lese fjellet og forholdene for øvrig.

6. KONKLUSJON

Moderne injiseringsmetoder og utstyr kan være effektive for å redusere luftlekkasje gjennom fjell, men vil neppe kunne gjøre et hvert fjellparti egnet for et uforet luftputekammer.

Forholdene ved Osa nærmer seg antakelig marginale forutsetninger for å kunne anlegge et uforet luftputekammer med vellykket resultat. Erfaringene herfra vil kunne være en nyttig referanse i tilfeller hvor man er i tvil om en løsning med luftputekammer er realistisk eller for å bedømme nødvendige tetningstiltak.

Spesielt viktig er en systematisk og nøyaktig (bokholderimessig)registrering og kontroll av alle hull og all injisering.Forglemmelser eller utelatelser av underordnet betydning ved injisering mot vannlekkasje kan være avgjørende for et vellykket resultat mot luftlekkasje. Et eksempel på registreringsskjema benyttet under arbeidene sommeren 1982 er vist i fig.17.6.

En feil som ble gjort i anleggstiden ved Osa var at tetningsarbeidet ikke ble prioritert høyt nok i forhold til andre løpende problemer man hadde under anleggsdriften. Ved Osa pågikk injiseringsarbeidet i etapper over et lengre tidsrom, og effekten var derfor vanskelig å bedømme sikkert.

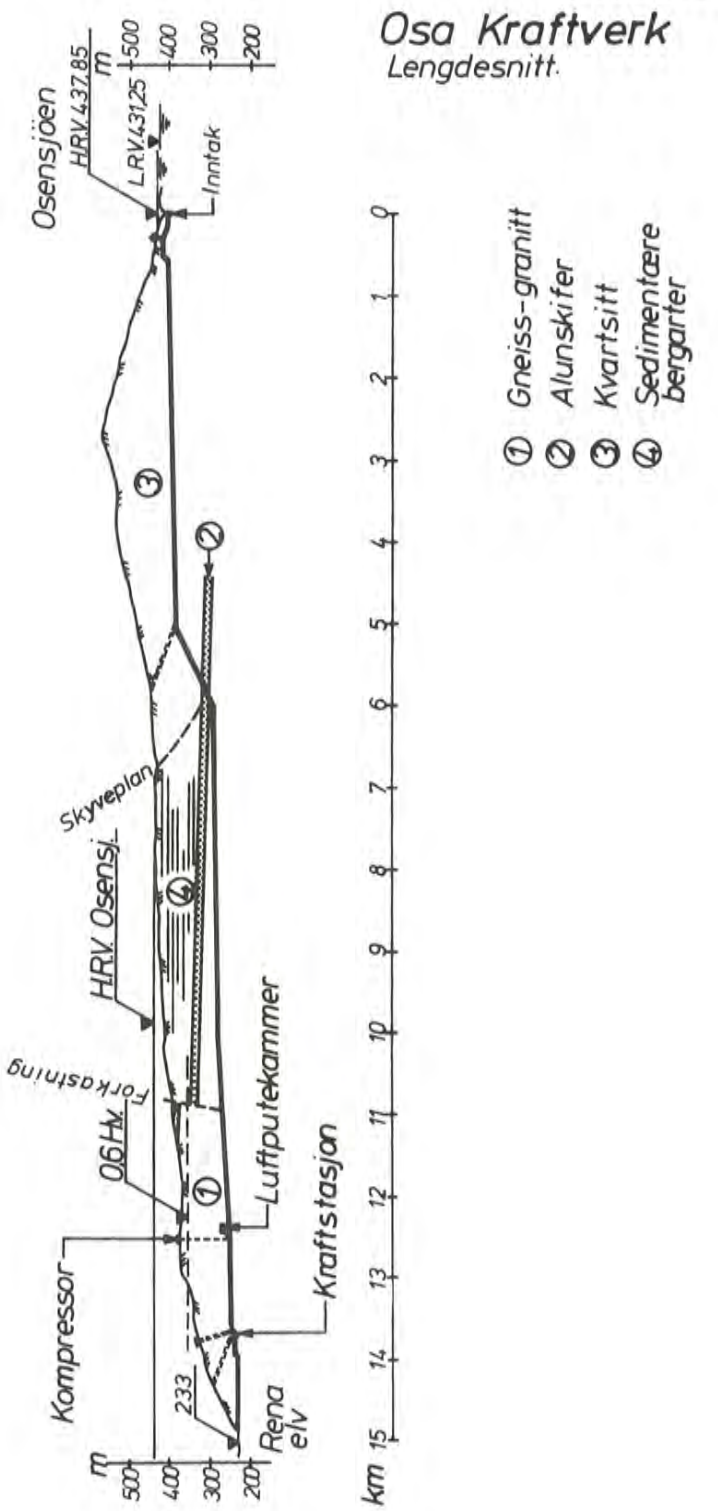
I tilfellet ved Osa ville antakelig en forinjisering ut til større avstand fra kammerveggene og med vesentlig større injiseringstrykk kunne gitt godt resultat.

Som forholdet var i Osa med både tørre og vannførende slepper side om side, vil vannlekkasjen inn i kammeret i anleggstiden ikke alene gi tilstrekkelig grunnlag for å forutsi luftlekkasje ut.

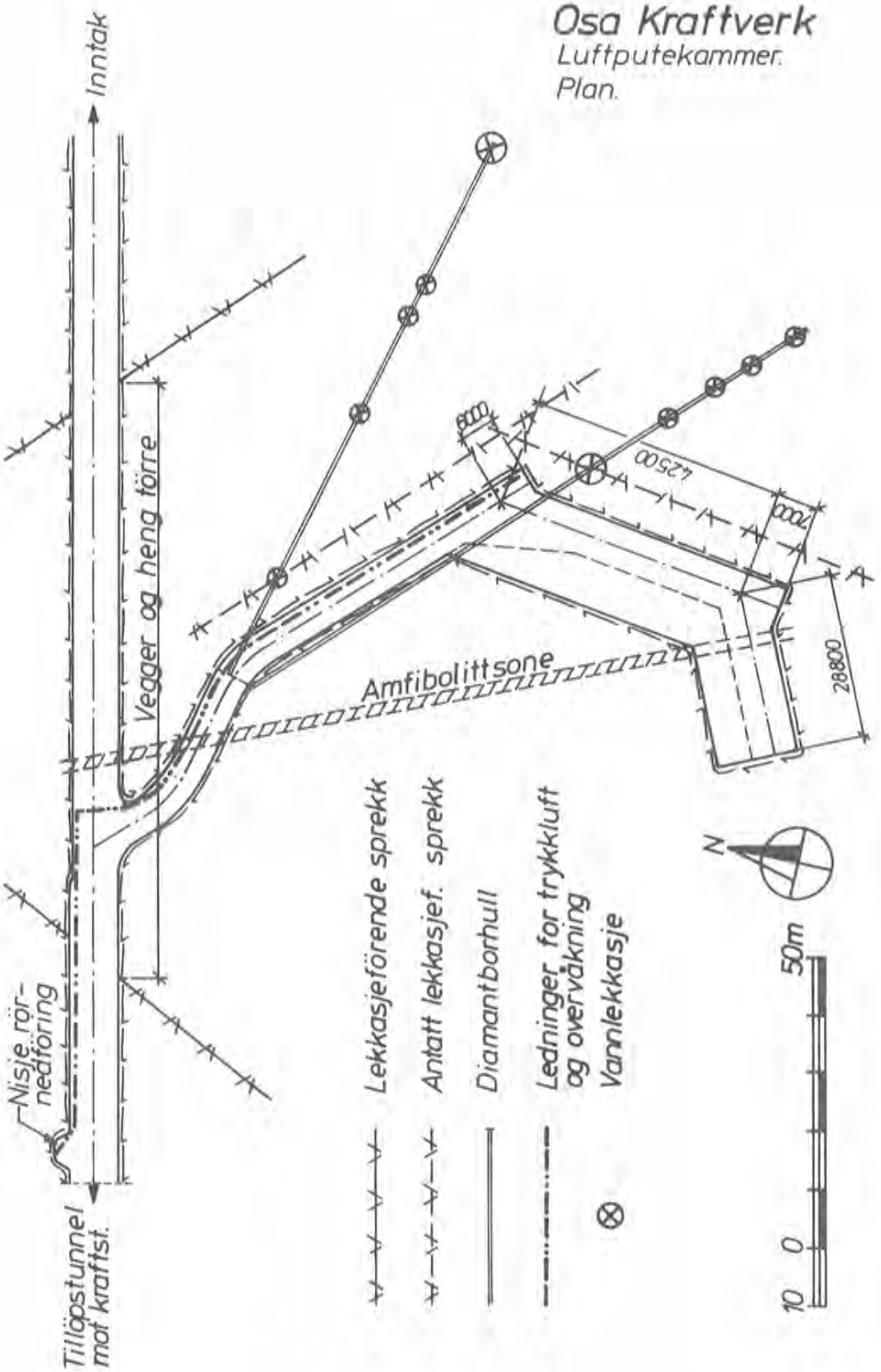
Interessant og uventet har reduksjonen i lekkasje fra første driftsperiode etter utbedringen og frem til i dag vært. Dette kan tyde på at det foregår en viss mauring på de fineste sprekker.

De gode resultater med etterinjisering av store konsentrerte vannlekkasjer i tilløpstunnelen burde også være av stor interesse ved anlegg med til - svarende forhold.

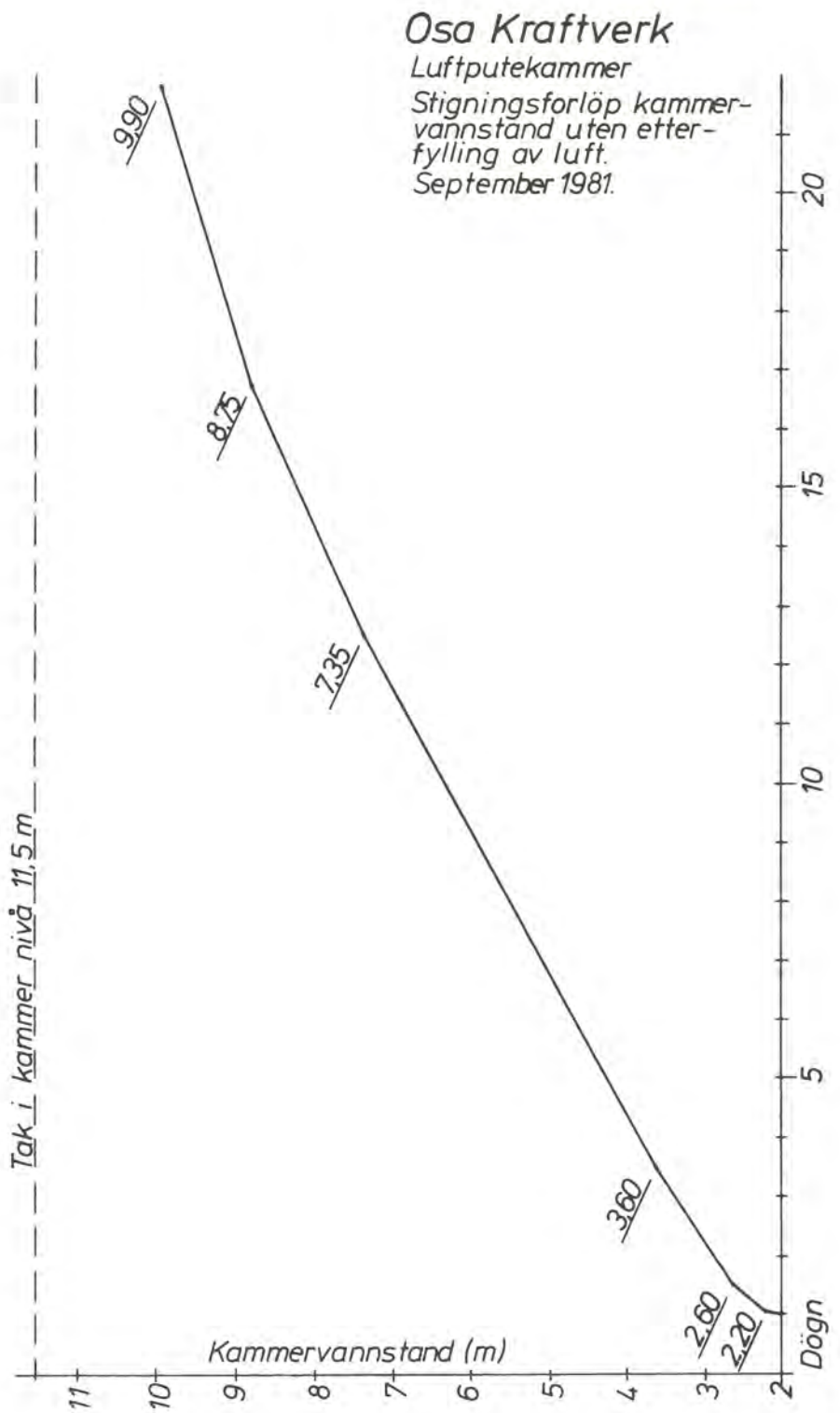
Figur 17.1


Osa Kraftverk
Lengdesnitt
Osensjöen
HRV 437.85
LRV 431.25
Inntak
Skyveplan
HRV Osensj.
Forkastning
06 HV
Luftputekammer
Kraftstasjon
Kompressor
233
Rena elv
m
500
400
300
200
km
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
① Gneiss-granitt
② Alunskifer
③ Kvartsitt
④ Sedimentære bergarter

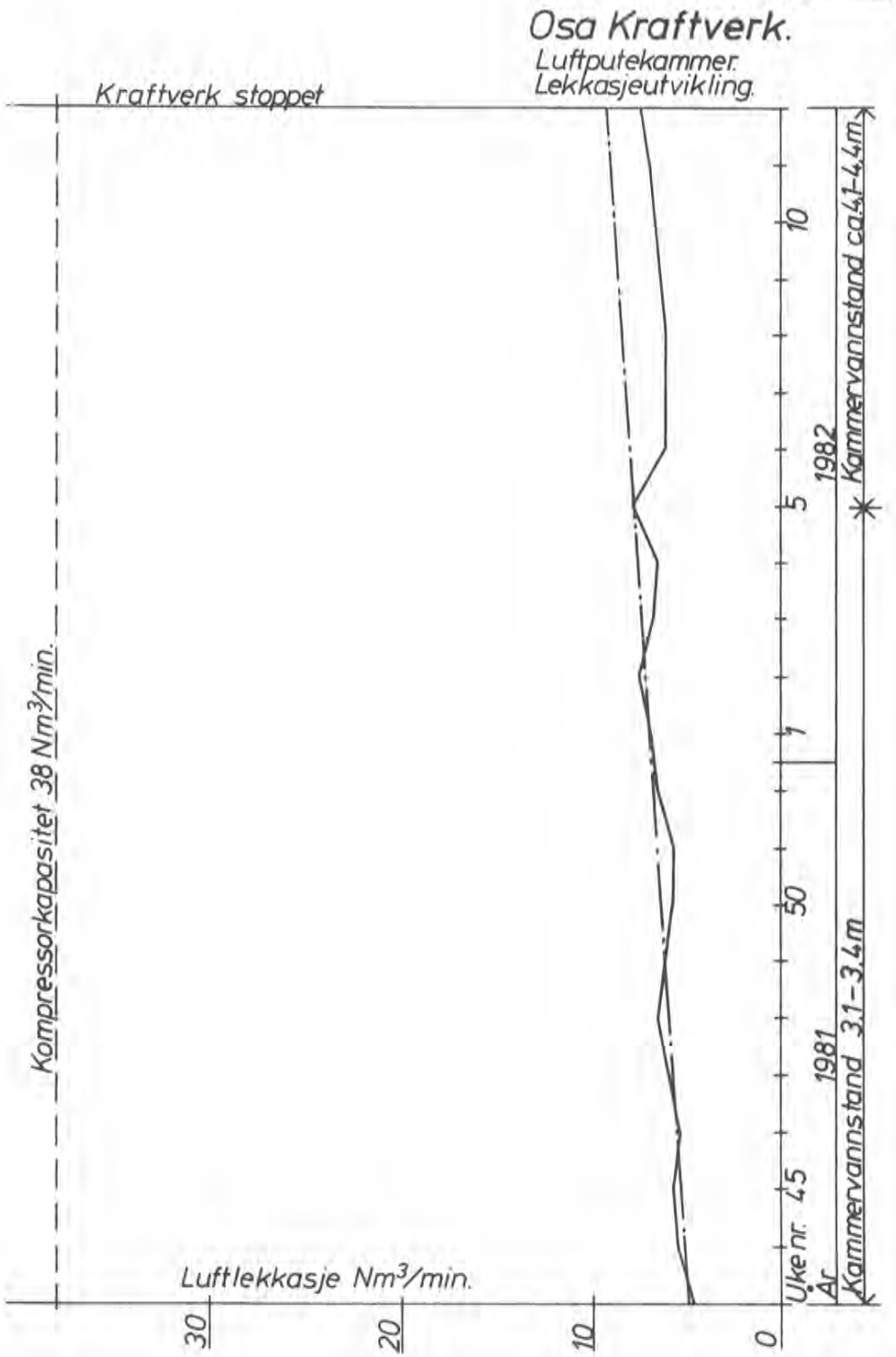
Figur 17.2


Osa Kraftverk
Luftputekammer.
Plan.
Inntak
Vegger og heng förre
Amfibolittsone
Nisje rör-nedföring
Tilløpstunnel mot kraftst.
Lekkasjeförende sprekk
Antatt lekkasjef. sprekk
Diamantborhull
Ledninger for trykkluft og overvåkning
Vannlekkasje
N
50m
10 0
6000
12500
7000
28800

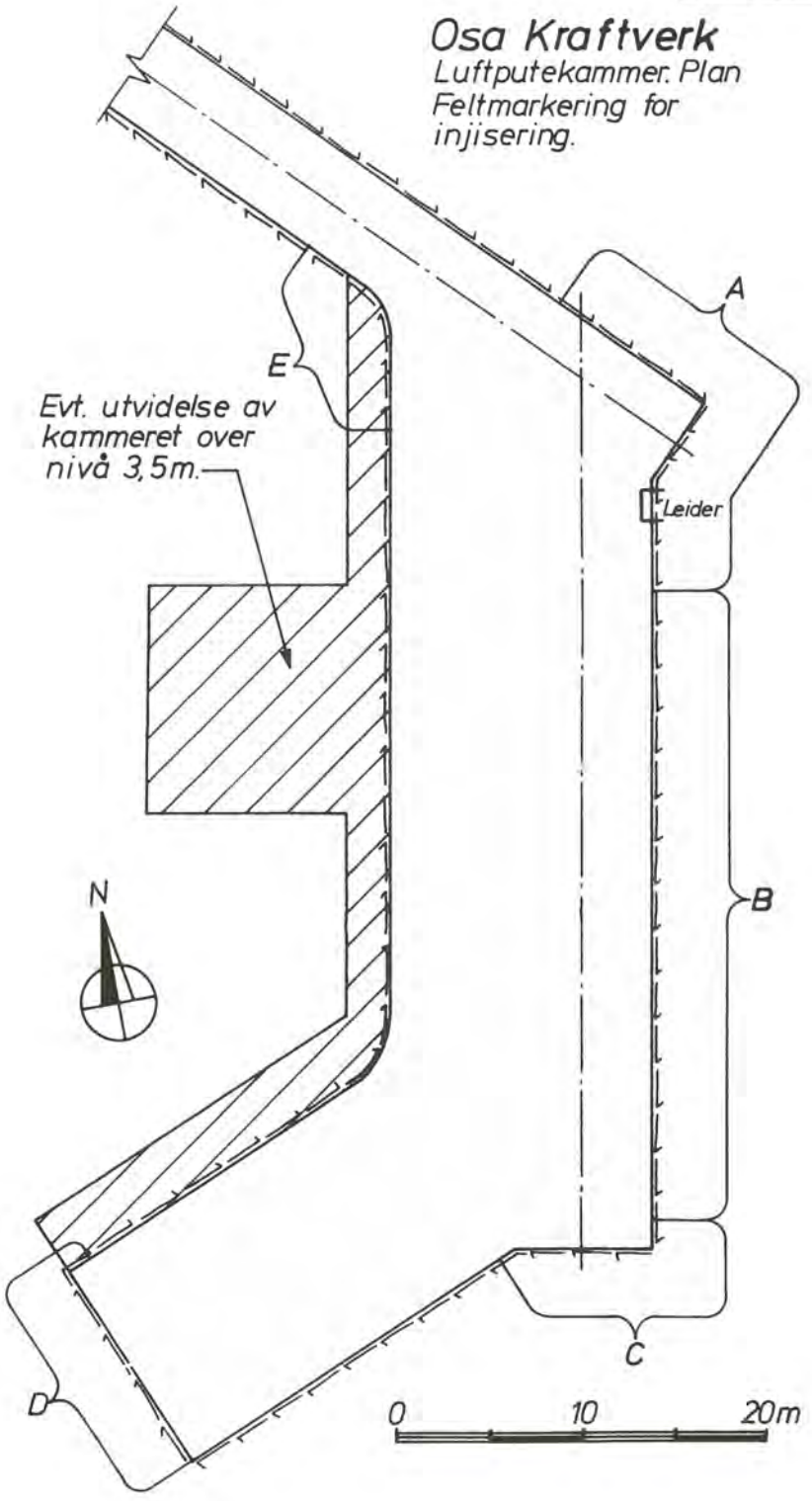
Figur 17.3


Osa Kraftverk
Luftputekammer
Stigningsforlöp kammer-vannstand uten etter-fylling av luft.
September 1981.
9,90
8,75
7,35
3,60
2,60
2,20
Tak i kammer nivå 11,5 m
Kammervannstand (m)
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
Døgn
20
15
10
5

Figur 17.4

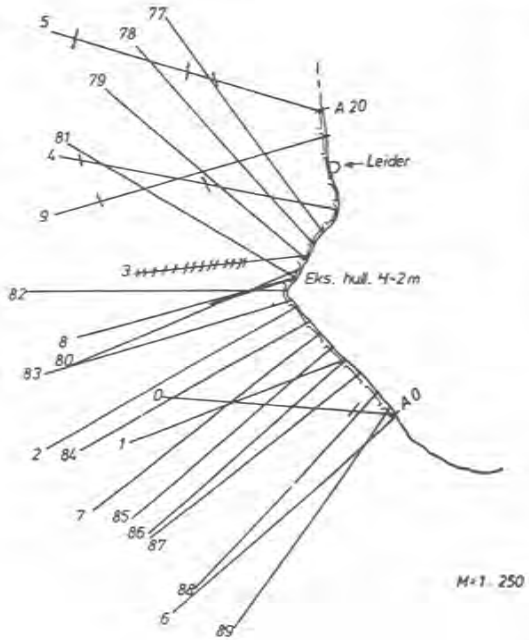

Osa Kraftverk.
Luftputekammer.
Lekkasjeutvikling.
Kraftverk stoppet
Kompressorkapasitet 38 Nm³/min.
Luftlekkasje Nm³/min.
30
20
10
0
Uke nr. 45
50
1
5
10
År
1981
1982
Kammervannstand 3,1–3,4m
Kammervannstand ca.4,1–4,4m

Figur 17.5


Osa Kraftverk
Luftputekammer. Plan
Feltmarkering for
injisering.
A
E
Evt. utvidelse av
kammeret over
nivå 3,5m.
Leider
N
B
C
D
0
10
20m

BORING OG INJEKSJONSREGISTRERINGER

FELT: A
Høyde: 0-2,0 m



Hull nr.	Dybde (m)	Boreregistre-ringer		Injeksjons mengde	Anmerkninger (korresp. etc.)
		Slepper	Vann		
0	13,4	liten 2,5	-	50 l	
1	13,4	-	-	0	
2	16,4	-	-	200 l	~ 1 l/min. etter boring av 3. Pulserende 5=12 sek.
3	10,4	4	4	1400 l	Tar vann fra a, b
4	16,4	7-15	15	200 l	Korr. sleppe pel 10
5	16,4	6,5-8-14	14	400 l	
6	15	-	-	100 l	
7	15	-	-	0	
8	15	-	-	0	
9	15	13,5	litt	100 l	
77	15	-	-	50 l	
78	15	-	-	50 l	
79	15	-	litt	0	
80	15	-	litt	0	
81	15	-	-	100 l	
82	15	-	-		
83	15	Mange små	-	500 kg	
84	15	"	litt		
85	15	"	litt	0	
86	15	-	-	100 kg	
87	15	-	-	50	
88	15	-	-	0	
89	15	-	-	100 kg	

Figur 17.6

RETNINGSAVVIK FOR LANGE BORHULL

DEVIATION IN LONG DRILLHOLES

Dr.ing. Erik Ludvigsen
Forskningslaboratoriene, Institutt for gruvedrift

SAMMENDRAG

Avvikene i diamantborhull, rotasjonsborhull og slagborhull er undersøkt ved avviksmåling. Diamantborhullene hadde et midlere avvik på 6,7 m etter 100 m. I et område hadde injeksjonsborhull boret med slagboring et midlere avvik på 2 m etter 20 m. I et annet område var middelavviket 8 m etter 50 m.

SUMMARY

The deviations of diamond drill holes, rotary drill holes and purcussion drill holes have been examined by deviation measurements. The diamond drill holes had an average deviation of 6,7 m after 100 m. In one area the injection drill holes drilled by purcussion drilling had an average deviation of 2 m after 20 m. In an other area the average deviation after 50 m was 8 m.

GENERELT

Hva som karakteriseres som lange borhull vil være avhengig av hva slags boremetode som er benyttet, og hvem som har boret hullene. Et langt hull boret med en slagbormaskin, er et kort diamantborhull. Lange pilothull for sjaktboring er svært korte rotasjonsborhull sett i relasjon til de som benyttes ved oljeleting og produksjon.

Det er vår oppfatning av avviksmønsteret i ulike typer borhull vi gjennom dette foredraget vil formidle. En oppfatning som er basert på avviksmålinger utført over hele landet i løpet av de siste 15 årene.

I foredraget vil det også bli gitt en kort oversikt over de vanligste metodene for avviksmåling i borhull.

AVVIK I BORHULL

Det er skilt mellom:

- Diamantborhull
- Rotasjonsborhull
- Slagborhull

Diamantborhull.

51 diamantborhull med diameter 46 mm, boret forskjellige steder i landet, er undersøkt. Hullenes samlede lengde er 16 800 m.

For direkte å kunne sammenligne hullbanene ble alle hullbanene transformert til et aksesystem med x-aksens retning lik hullets utgangsretning i rommet. Avviket innen hvert 100 m intervall langs hullene ble beregnet.

I tabell 1 er forventet totalavvik innen hvert intervall beregnet. Totalavviket er definert som lengden av vektoren fra bunnen av hullet slik det er plassert ved hjelp av avviksmålingene, til bunnen av hullet om det ikke hadde vært avvik.

Intervall	Forventet totalavvik	Antall intervaller
0 - 100	6,7	51
100 - 200	5,9	40
200 - 300	5,6	26
300 - 400	4,9	14
400 - 500	4,0	9
500 - 600	4,0	8
600 - 700	2,9	7
700 - 800	2,1	1

Tabell 1. Forventet totalavvik innen hvert intervall.

Tabell 1 viser at avviket er størst i det første 100 m intervallet, og at dette siden gradvis avtar. Dette tolkes som om hullene etter hvert kommer i likevekt med omgivelsene, at de innstiller seg gunstig i forhold til f.eks. lagdeling.

Fig. 1 viser avviksmønsteret etter 100 m for de 51 hullene. Hvis det ikke hadde vært avvik, ville alle hullene ha gått gjennom origo. Avstanden fra origo til plottet av hvert hull er avviket i et plan normalt hullets utgangsretning i rommet.

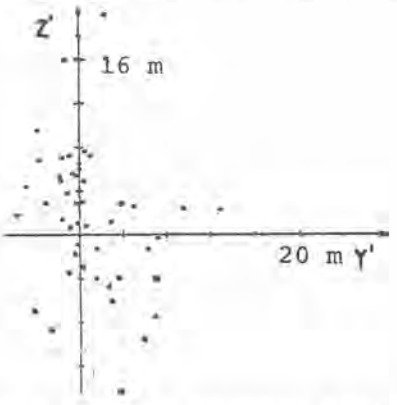


Fig. 1. Avviket i et plan normalt hullretningen.

Forventet totalavvik avhengig av dypet er oppført i tabell 2.

Dyp	Forventet totalavvik
100	6,7
200	24,3
300	57,6
400	81,4
500	101,3

Tabell 2. Forventet totalavvik avhengig av dypet.

Til tross for tallene i tabell 2, har vi, i et 800 m langt hull som ikke inngår i de 51 hullene som undersøkelsen omfatter, registrert et totalavvik på kun 12,4 m.

Rotasjonsborhull.

Våre erfaringer når det gjelder borhullsavvik i rotasjonsborhull er begrenset. Vi har bl.a. målt avviket i et 430 m langt pilotborhull boret av A/S Høyer Ellefsen i forbindelse med Lomen Kraftverk. Totalavviket var her målt til 24,6 m. Med gjennomslag til pilothullet viste det seg å være et gap mellom avviksmålt og innmålt hullbane på 2,6 m.

I forbindelse med Lomen Kraftverk ble det boret fra dalsiden og inn mot sjakten, for på denne måten å få et vanninntak. Da de første hullene ikke traff, ble hullene avviksmålt. Totalavviket var etter 110 m ca. 11 m.

Opplysningene om hullavviket ga grunnlaget for beregning av en ny utgangsretning for treff med sjakten. Om denne ikke førte til full treff, reduserte den i alle fall avstanden fra hullet til sjakten til 1,5 m. En sprengladning i hullet ga den ønskede åpning inn til sjakten.

Retningsavvikene for hullene avviksmålt i Lomen betraktes som store for rotasjonsborhull.

Slagborhull.

En undersøkelse av 85 borhull med diameter 50 mm indikerer et gjennomsnittlig totalavvik etter 20 m på 2 m. Histogrammet i fig. 2 over totalavviket etter 20 m viser bl.a. at 21% av hullene hadde et avvik i intervallene 0,5-1,0 m. Det maksimale avviket var 8,4 m. Totalavviket slik det her fremkommer, er et resultat av retningsforandringer i selve hullet. Ofte er det planlagt at et hull skal gå i en bestemt retning. I en annen undersøkelse som omfattet 36 hull, har vi sett på totalavviket mellom planlagt og virkelig hull. Dette materialet viser et gjennomsnittlig avvik etter 50 m på 12 m, med et maksimalavvik på 28,3 m. Histogrammet over totalavviket etter 50 m er oppført i fig. 3.

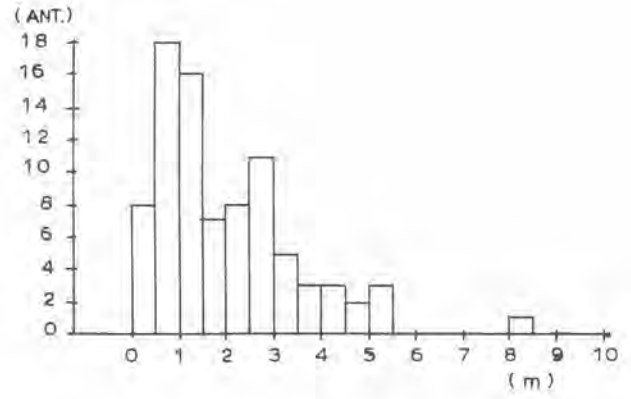


Fig. 2. Histogram over totalavviket etter 20 m.

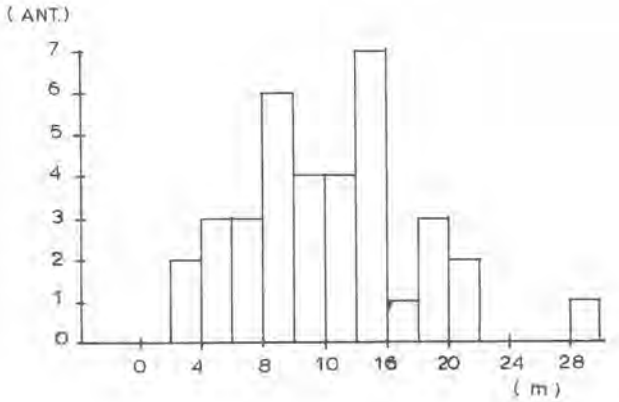


Fig. 3. Histogram over totalavviket etter 50 m (inkl. utsettingsfeil).

Av det gjennomsnittlige avviket på 12 m var ca. 4 m utsettingsfeil.

AVVIKSMÅLINGER I BORHULL

En fullstendig hullbanebestemmelse omfatter følgende arbeidsoperasjoner:

- Innmåling i toppen
- Bestemmelse av hullets retning og fall i ulike målepunkter
- Beregning av hullbanens forløp ut fra målingene

Innmåling i toppen.

For å kunne plassere hullet i forhold til andre objekter, er det vesentlig med en nøyaktig innmåling av hullets utgangsretning og fall. Innmålingene gjøres oftest ved at to punkter på en borstang e.l. som markerer hullets retning, innmåles. For nøyaktigere innmålinger lar vi en sirkulær laser, som kan plasseres inne i borhullet, markere retningen. En annen innmålingsmetode er å tilsikte punkter inne i et rør som er sentrert i hullet.

Målinger i borhullet.

De enkleste instrumentene for avviksmålinger av borhull, måler bare avviket i fallplanet. Ved bruk av orientert borstreng e.l. kan disse instrumentene også benyttes ved måling av retningsavviket. Vanligst er det i dag å benytte instrumenter som markerer avviket både i fallplanet og i horisontalplanet. Disse instrumentene kan inndeles i tre typer.

- Kompass - klinometer
- Gyro - klinometer
- Instrumenter som måler forskyvninger

Et kompassklinometer inneholder et kompass som angir retningen og et klinometer som angir hullets fall. Klinometeret kan være mekanisk eller elektrisk. I hull som ikke er nær lodd angir kompasset hullretningen med 1-1,5° nøyaktighet. Angivelse av fallet er som regel nøyaktigere enn 0,3°.

Et kompass vil som kjent påvirkes av magnetiske forstyrrelser. Dette kan være et problem ved hullbestemmelser ved hjelp av kompassklinometeret. Instrumentet kan f.eks. ikke benyttes inne i foringsrør eller i en borstreng av stål. For målinger i områder med magnetiske forstyrrelser kan kompasset erstattes med et gyrokompass. En "gyro" av den typen som benyttes i instrumenter for avviksmåling har den egenskap at den i prinsipp beholder sin retning i rommet. Ved at gyroen før avviksmålingen startes opp, rettes inn mot nord, vil gyroen angi hullets retning i forhold til nordretningen.

Mekanisk å fremstille en gyro som er helt stabil er vanskelig. Gyroen vil ha en tidsavhengig drift. Det må derfor legges opp til en måleprosedyre som muliggjør eliminasjon av denne driften. Det finnes gyroinstrumenter som kan måle horisontale hull, men dess større hullets avvik fra lodd er,

dess vanskeligere blir det å bestemme hullets retning ved hjelp av gyro.

Ved rotasjonsboring i oljesammenheng, er det vanlig å la den nederste delen av borstrengen bestå av et umagnetisk materiale, slik at kompassklinometeret kan benyttes.

Instrumenter som måler retningsforandringer.

Her skal kort omtales et instrument som i standardutgaven i realiteten er et 12 m langt rør som inneholder tre reflekterende ringer, 3 m fra hverandre, samt en sirkulær libelle som markerer rørets overside. Tenker en seg muligheten av å kunne se inn i røret, mens røret er plassert inne i et borhull vil, om røret er uten avvik, de reflekterende ringene være konsentriske. Et avvik vil fremkomme som en forskyvning av ringene. Libellen viser i hvilken retning avviket går. Ved måling med dette instrumentet må målingene bygge på hverandre ved at instrumentet forskyves nøyaktig 3, 6 eller 9 m avhengig av hvilken målenøyaktighet som ønskes.

Generelt kan en si om avviksmåleinstrumenter at selve måleverdiene enten kan oppsamles ved enkeltbilder, ved hjelp av et automatisk filmkamera, eller ved at måledataene føres via kabel frem til toppen av hullet.

Det finnes også instrumenter hvor måledataene overføres gjennom boreslam.

Beregning av hullbanen.

Det er i litteraturen beskrevet mange metoder for å beregne hullbanen ut fra målingene i hullet. Etter våre undersøkelser gir alle metodene, som ved beregning av hullbanen mellom to etterfølgende målepunkter benytter begge målingene, samsvarende resultat.

KONKLUSJON

Er det av betydning å vite om boringene er i samsvar med planene, må borhullene avviksmåles. Antagelsen om at borhull fortsetter i den retning de er påsatt kan føre til betydelige feil.

SKYTEBASEN OG DE NYE BESTEMMELSENE

THE BLASTER AND THE NEW REGULATIONS

Bergingeniør Arne Rafdal, Statens sprengstoffinspeksjon.

SAMMENDRAG

Under temaet "Skytebasen og de nye bestemmelsene" blir det i hovedsak trukket fram de viktigste punkter som er nye i forskrifter for bruk av eksplosive varer av 17. november 1981, i forhold til "Regler for bruk av sprengstoff" av 1952.

SUMMARY

"The Blaster and the new Regulations" is a short summary of the most important differences between the former rules for the use of blasting Explosives and the new Regulations relating for use of the Explosives.

INNLEDNING

Fra 1. april 1977 da lov om eksplosive varer trådte i kraft, har Statens sprengstoffinspeksjon (SSI) hatt tilsynsmyndighet vedr. bruk av eksplosiver.

Imidlertid var det før denne tid klart at de gamle Regler for bruk av Sprengstoff trengte revisjon.

I årene 1975-1980 ble det i Sprengstoffinspeksjonen med faglig bistand utenfra, utarbeidet et forslag til nye forskrifter for bruk.

Forslaget ble sendt på høring til ca 60 offentlige og private adressater før de endelige forskrifter senere ble fastsatt av SSI's styre den 17. november 1981.

Forskriftene trådte i kraft 1. juli 1982.

Forskriftene utgjør en del av forskriftene til lov om eksplosive varer og inngår som kapittel 12 i disse.

Det er viktig å være klar over at for en bruker er det ikke bare kapittelet om bruk, men at også flere av forskriftenes øvrige kapitler om f.eks. oppbevaring, transport og erverv inneholder bestemmelser som brukeren kan bli berørt av.

Her skal jeg imidlertid nøye meg med å ta med det som er nytt fra 1.7.82 i forhold til tidligere.

Hovedpunkter i forskriftene.

Forskriftene gjelder all bruk av alle typer eksplosive varer, ikke bare bruk av sprengstoff og tennmidler til fjellsprengningsformål, selv om hovedvekten er lagt på dette.

Forskriftene behandler følgende forhold:

- Godkjenning av bruker

- Ansvar ved sprengningsarbeide

- Plassering på arbeidsstedet av sprengstoff, krutt og tennmidler utlevert til bruk. Bruk av de ulike tennsystemer som svartkruttlunte, detonerende lunte, nonel og andre ikke el. tennsystem samt elektrisk tenning.

- Boring, lading, dekking, posting og varsling, skyting og behandling av forsagere samt tilintetgjøring av eksplosiv vare.

I de gamle regler for bruk var tining av frosset sprengstoff samt brenning av borhull store kapitler, men dette er ikke behandlet særskilt i de nye forskrifter da det ikke lenger er så aktuelle problemer.

Senking av sprengstoff og tennmidler i sjøen er ikke lenger en tillatt måte for tilintetgjøring. Sprengstoff skal som hovedregel brennes og fenghetter uskadeliggjøres ved eksplosjon på betryggende måte.

Jeg vil også minne om at betegnelsen sikkerhetssprengstoff ikke lenger brukes.

De viktigste nye bestemmelser finnes i følgende §§:

§ 12-1 GODKJENNING AV BRUKER

For å kunne bruke sprengstoff, krutt og tennmidler til sprengningsformål, må bruker være godkjent av Sprengstoffinspeksjonen (SSI) eller den SSI bemyndiger.

Godkjenningen gjelder for hele landet, og vil omfatte en eller flere av følgende kategorier sprengningsarbeider:

A : Alle typer sprengningsarbeider (skytebas)

B : Sprengningsarbeider under dagen (sprengningsarbeider i gruver, tunneler, bergrom og sjakter)

C : Mindre sprengningsarbeider i skog- og jordbruk (grøftesprengning, stubbesprengning, spretting av stein o.l.

D : Spesielle sprengningsarbeider

UTSTEDELSE AV SPRENGNINGSSERTIFIKAT

Kategori A, B og D : Statens sprengstoffinspeksjon

Kategori C : Politimester/lensmann

Varighet av godkjenning er 5 år DERSOM ikke utsteder har fastsatt kortere varighet.

Ved overtredelse av lov om eksplosive varer, eller når andre særlige grunner tilser det (jfr. lovens § 7) kan godkjenningen trekkes tilbake.

Tidspunkt for eventuell ny godkjenning avgjøres av Sprengstoffinspeksjonen.

KRAV FOR NY GCDKJENNING

For å få godkjenning må bruker være fylt 20 år.

Søknad om godkjenning skal inneholde en fullstendig dokumentert oversikt over hvilken praksis søkeren har fra sprengningsarbeider.

Minimumskravet for praksis er at en har deltatt i sprengningsarbeider i minst 12 mnd. i de siste 2 år for kategori A, og minst 6 måneder de siste 2 år for kategori B.

Krav til praksis for kategori C og D vurderes i hvert enkelt tilfelle.

I forskriftenes § 12-17 er det gitt en overgangsbestemmelse for godkjenning av bruker. Denne innebærer at personer med gyldig tillatelse fra politimyndighet til å drive med sprengningsarbeider kan søke om godkjenning etter § 12-1 innen 1. juli 1984, uten å avlegge skriftelig prøve.

Etter 1. juli 1984, må alle søkere avlegge en fastsatt skriftelig prøve.

Søknad etter overgangsbestemmelsen skal inneholde:

- Dokumentasjon av all praksis fra sprengningsarbeider.
- Politiuttalelse.
- Egenerklæring om at en er kjent med eksisterende lov og forskrifter om eksplosive varer.
- Kopi av gyldig tillatelse fra politimyndighet til å drive med sprengningsarbeid.

Alle søknader skal inneholde:

- Dokumentasjon av all praksis fra sprengningsarbeider
- Politiattest
- Besvart skriftelig prøve

§ 12-2 ANSVAR VED SPRENGNINGSARBEIDER

Den som innehar godkjenning som bruker, er ansvarlig etter disse regler.

Andre arbeidstakere kan etter opplæring settes til bestemte arbeidsoppgaver hvor opplegget er utarbeidet av bruker godkjent etter § 12-1 i kategori A eller B.

§ 12-5 BORING

FEMTE LEDD,

"Samtidig boring og lading av samme salve bør unngås. Når dette likevel må skje, skal bore- og ladearbeid foregå så langt fra hverandre som praktisk mulig. Det skal vises særlig omtanke under langhullsboring og ved boring i sleppet fjell. Ikke på noe punkt skal avstanden mellom det hull som bores og et helt eller delvis ladet hull være kortere enn 2 meter".

§ 12-6 LADING

11. ledd,

"- Mekaniske ladeapparater samt montering av slikt lade-utstyr på borerigger skal være godkjent av Sprengstoffinspeksjonen".

Montering av ladeapparater på kjøretøy, laderigger, skal også godkjennes av Sprengstoffinspeksjonen.

siste ledd,

"- Ved bruk av elektrisk-hydraulisk borrigg for lading skal det kun nyttes tennere i gruppe 3 eller ikke-elektriske tennsystemer".

"- Hvor særlige forhold gjør det nødvendig kan tennere i gruppe 2 nyttes etter særskilt tillatelse fra Sprengstoffinspeksjonen".

§ 12-14 TILINTETGJØRING AV EKSPLOSIV VARE

1. ledd,

"- Tilintetgjøring av eksplosiver skal bare foretas av person som nevnt i § 12-2".

og til slutt § 12-15 ALMINNELIGE BESTEMMELSER

siste ledd,

"- Alle sprengningsulykker eller uhell skal meldes til politiet og Sprengstoffinspeksjonen".

HVORFOR OG HVORDAN FORBEDRE BYGGEGRUNNEN ?

WHY AND HOW TO IMPROVE BUILDING SITES ?

Sivilingeniør Å. Eggestad, Sivilingeniør Elliot Strømme A/S

SAMMENDRAG

En rekke metoder for grunnforsterkning er utviklet i senere år. Metodene er svært forskjellige i virkningsmåte, anvendelsesområde og kostnad. Enkelte gir utelukkende en midlertidig forbedring, beregnet for byggetilstanden, mens de fleste gir et permanent resultat. Hvert tilfelle må analyseres grundig for å sikre at den optimale løsning blir valgt.

Når forholdene ligger tilrette kan betydelige besparelser og/eller kvalitetsforbedringer oppnås. Byggherrene burde informeres bedre om hvilke muligheter som finnes. Derved ville det være mulig å få iverksatt tiltak i god tid før bygging, noe som i mange tilfeller øker effektiviteten av tiltakene i sterk grad.

SUMMARY

During the last decades, many different ground improving methods have been developed. These methods are based on different basic effects and their field of application and costs differ considerably. Some methods merely give a temporary improvement and are therefore meant for the construction stage only, while most of the methods give permanent improvement. Each particular case must therefore be thoroughly analysed in order to ascertain the optimum solution.

Under favourable conditions significant savings or improved quality of the structure can be obtained. The owners should be better informed about the possibilities of improvement of their prospective building sites. More information would facilitate improvment measures to be taken well in advance of the construction period. This would in many cases strongly increase the effectiveness of the methods.

HVA ER DÅRLIG BYGGEGRUNN ?

Begrepet "dårlig byggegrunn" kan gå på egenskaper som medfører 1) ulemper og/eller skader på byggverket eller store kostnader for å motvirke slike, eller 2) egenskaper som medfører ulemper og ekstra kostnader i byggeperioden.

Typisk eksempel på første kategori er bløt, kompressibel grunn som medfører pågående setninger over lang tid. Typisk eksempel på annen kategori er finsand under høyt vanntrykk som medfører store problemer og kostnader i byggeperioden men som er stabil i byggets levetid.

Andre former for dårlig byggegrunn er grunn som er utsatt for erosjonsskader, flomskader og skred/ras. I denne artikkel skal vi imidlertid holde oss til egenskaper knyttet til grunnen på selve tomten.

Naturlig nok er tomtearealene med de beste grunnforholdene blitt bebygget først. De tomtene som nå tilbys industri og annen virksomhet har derfor ofte meget dårlige eller vanskelige grunnforhold. Fordyrelsene av denne grunn kan bli meget betydelige.

HVORFOR FORBEDRE GRUNNEN ?

Rent generelt er hensikten med grunnforbedring å oppnå bedre økonomi og/eller bedre kvalitet. Mer konkret er hensikten å oppnå en eller flere av følgende fordeler:

1. Anleggsøkonomisk gevinst
2. Vedlikeholdsøkonomisk gevinst
3. Bedre kvalitet og verdi av byggverket
4. Øket sikkerhet for utstyr og mannskap

Ved de fleste tilfellene av grunnforsterkning søkes primært en direkte økonomisk gevinst. Hvorvidt en påtenkt forbedringsmetode virkelig medfører noen besparelse er avhengig av en rekke forhold og må nøye analyseres på forhånd. Det er imidlertid liten tvil om at dersom riktig metode blir valgt og satt inn på riktig tidspunkt kan den økonomiske gevinst bli meget betydelig. Et av problemene i denne forbindelse er imidlertid at fagfolkene og dermed tiltakene ofte kommer for sent inn i bildet til at de optimale løsningene kan bli oppnådd. Dette henger nok igjen sammen med en utbredt motvilje mot å bevilge/bruke midler på tiltak av anleggsmessig karakter før selve anleggsarbeidet starter.

En av årsakene til dette er mangelfull informasjon til byggherrene om hva som kunne oppnås ved tiltak på et tidlig stadium.

HVORDAN FORBEDRE GRUNNEN ?

Grunnforbedringsmetodene kan deles i to hovedgrupper etter sin funksjon:

I. Endring (forbedring) av selve jordarten
II. Jordarten endres ikke, men grunnen forbedres ved former for armering.

Når det gjelder gruppe I er det vesentlig følgende egenskaper som forbedres:

Styrke, kompressibilitet (setningsegenskaper) og permeabilitet (vanngjennomslippelighet). Når det gjelder kompressibliteten er det såvel porevolumet, overkonsolideringsgraden og konsolideringshastigheten som kan endres. Hva permeabiliteten angår så er det vanligste at man søker større tetthet, men også det motsatt kan være ønskelig for å oppnå hurtigere konsolidering.

Vi har idag en rekke ulike metoder å velge mellom, metoder som avviker sterkt såvel i virkningsmåte som i bruksområde og i kostnad. Metodene kan deles i følgende fire hovedgrupper etter virkningsmåten:

KJEMISKE
FYSISKE
MEKANISKE
TEKNISKE

KJEMISKE metoder bygger på at jordartsegenskapene kan endres ved kjemiske tilsetningsmidler. Følgende metoder kan regnes til denne gruppe:

Saltbrønner (diffusjon)
Elektrokjemisk injeksjon
Hydraulisk-kjemisk injeksjon
Søyler av stabilisert jord (kalkpeler o.l.)

FYSISKE metoder bygger på at jordartsegenskapene kan endres ved elektrisk eller termisk påvirkning. Følgende metoder kan regnes til denne gruppe:

Frysing
Oppvarming ("steking")
Electro-osmose

MEKANISKE metoder bygger på endring av jordartsegenskapene ved mekanisk påvirkning:

Injeksjon (partikulært eller kjemisk)
Komprimeringsinjeksjon
Forbelastning
Vertikaldrenering
Dypkomprimering (sprengning, dypvibrering, dynamisk konsolidering)

TEKNISKE metoder bygger på forsterkning ved hjelp av armeringseffekt. Følgende metoder kan regnes til denne gruppe:

Sten/grus-søyler
Avlastningspeler
Dybelpeler
Mikropeler
"Spikring"
"Armert jord"

Inndeling av metodene på denne måten er ikke stringent. Enkelte av metodene hører således inn under flere grupper. (Kalkpeler er her plassert under kjemiske metoder, mens de fungerer hovedsakelig som armeringselementer. Vanlig injisering er plassert under mekaniske metoder selv om selve injeksjons-middelet oftest har en kjemisk herdnings-effekt.)

I tabell 1 er gitt en oversikt over de fleste metodene og en del av deres karakteristiske egenskaper.

Metode	Forbedrer			Tid (døgn)			Anleggsutstyr			Jordart
	Bæreevne	kons.hast.	Perm.	0-10	10-100	100-1000	Lite	Midd.	Stort	
Kjemiske:										
Saltbrønner	•				○	•	•	○		Leire
Elektrokjem.injek-sjon	•				•	○	•			Leire-silt
Hydr.kjem.injek-sjon	•		(•)	(•)	•	○	•			Leire (sand/silt)
Søyler av stab. jord	•	○		○	•	○		•	○	Leire-silt
Fysiske:										
Frysing	•		•		•		○	•		Alle
Oppvarming	•			•	○		○	•		Silt-leire
Elektroosmose	•			(•)	•					Leire (silt)
Mekaniske:										
Injeksjon (sement o.l.)	•		•	•			•			Sand-grus
Kompr. injeksjon	•			•			•			Silt-finsand
Forbelastning	•				(•)	•	○	•		Leire-silt (torv)
Vertikaldrenering	○	•			•	○		•	○	Leire
Sprengning	•			○			○			Sand-grus
Dypvibrering	•			•			•			Sand-grus
Dynamisk kons-olidering	•	○	○	•	(•)			○	•	Sand.grus (leire-silt)
Tekniske:										
Stein/grus-søyler	•	○		•	(•)			•	○	Sand-silt (leire)
Avlastn. peler	•			•	○			•	○	Leire-silt
Dybelpeler	•			•				•	○	Leire-silt
Mikro peler	•			•			•	○		Leire-silt-sand
"Spikring"	•			•			•			Leire-silt
"Armert jord"	•	○		•			•			Sand-grus-leire

Forklaring: • primært ○ sekundært. Tid = nødvendig tid inntil ønsket virkning. "Bæreevne" inkluderer også setningsforhold.

Tabell 1. Oversikt over metoder

KORT BESKRIVELSE AV DE ENKELTE METODER

I denne beskrivelsen er det for en del metoder angitt de viktigste fortrinn og ulemper. Videre er det suplert med prinsippskisser for enkelte metoder.

SALTBRØNNER består av hull i jorden fylt med salter eller andre kjemikalier som ved diffusjon påvirker leiren i gunstig retning. Det er vesentlig leirens plastisitet som økes, og med tilnærmet uforandret vanninnhold oppnås en forbedring av styrke og kompressibilitet, se fig. 1.

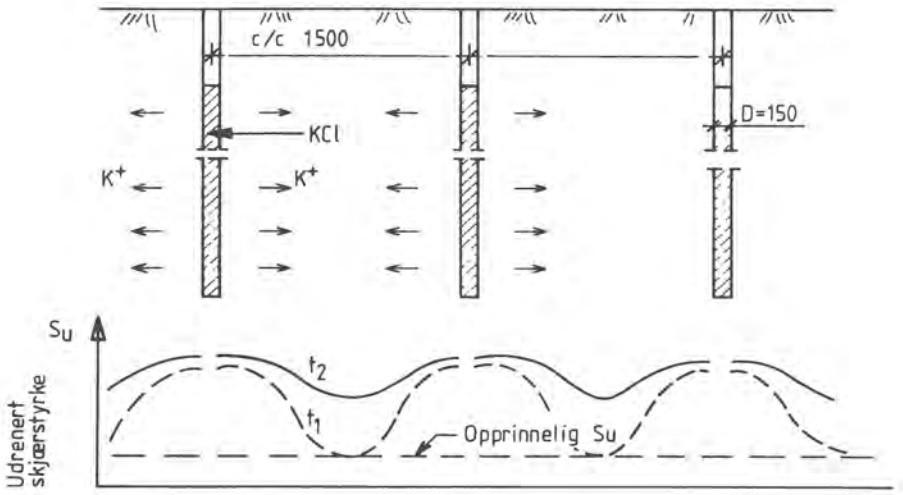


Fig. 1 Diffusjon fra "brønn" med kaliumklorid (KCL), prinsipp

Fortrinn: Hele volumet mellom hullene (brønnene) blir med tiden forbedret.

Ulempe: Lang tid til ønsket virkning. Mulig forurensningsfare.

ELEKTROKJEMISK INJEKSJON innebærer at det kjemiske middel bringes ut i leiren v.hj.a. påtrykt spenning (likestrøm). I de fleste aktuelle kjemiske midler er det de positive ioner som virker gunstig og stoffene tilsettes da ved anoden (+) for å strømme mot katoden.

Fortrinn: Som over og med kortere tid

Ulempe: Noe komplisert og kostbart
Mulig forurensningsfare

HYDRAULISK-KJEMISK INJEKSJON innebærer at aktive kjemikalier presses ut i leiren med høyt trykk slik at hydraulisk splitting oppstår. Virkning på leiren som ved saltbrønner. Metoden har knapt vært brukt i praksis.

SØYLER AV STABILISERT JORD (KALKPELER O.L.) Kjemikaliene blir mikset inn i leiren ved hjelp av et roterende blandeapparat når dette trekkes opp igjen etter først å ha blitt boret ned til ønsket dybde. Derved oppnås en stabilisert jordsøyle med stor trykkstyrke, fig 2.

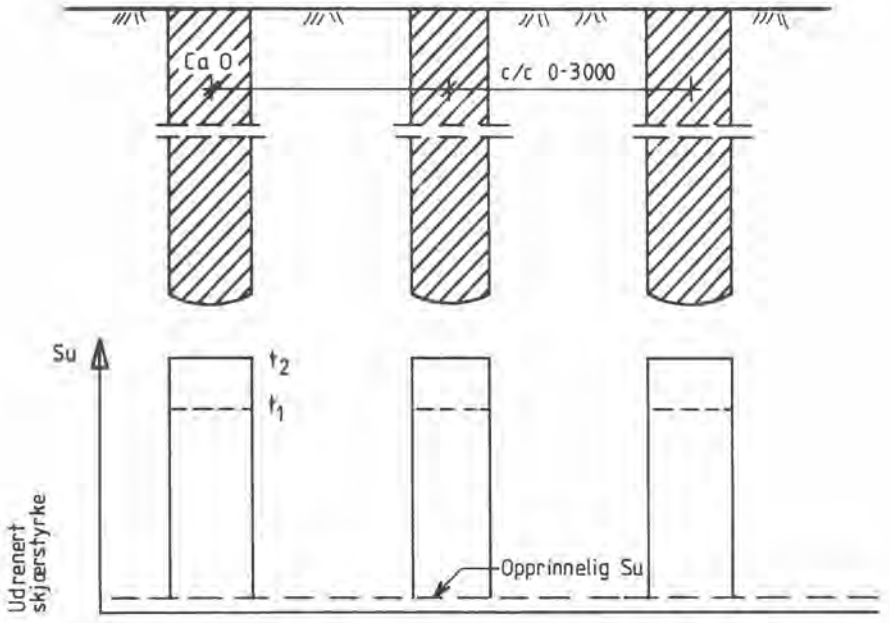


Fig.2. Installerte kalkpeler, prinsipp

Vanlig anvendte kjemikalier er ulesket kalk, sement og gips. Valg av middel og blandingsforhold må avgjøres på grunnlag av jordartens egenskaper. Andre midler enn de nevnte er prøvet tildels med stort hell.

Fortrinn: Rasjonelt utstyr har medført relativt lav produksjonskostnad

Ulempe: Med de hittil anvendte midler forblir leiren mellom søylene tilnærmet uendret.

FRYSING utføres ved å pumpe nedkjølt væske, evt. flytende gass, gjennom innborede rør

Fortrinn: Metoden kan i prinsippet brukes under alle slags grunnforhold

Ulempe: Høy kostnad og bare som midlertidig tiltak.

OPPVARMING ("STEKING") innebærer at forbrenningsgasser fra oljebrennere blåses ned gjennom nedborede perforerte rør og trenger ut i jordmassen som derfor ikke bør være for tett. Jorden nær røret kan hetes opp til ca. 500°C. Metoden er vesentlig anvendt i østeuropa for dypstabilisering av ustabile løssavsetninger.

Fortrinn: Høy grad av forbedring kan oppnås.

Ulempe: Noe komplisert og høyt energiforbruk.

ELEKTROOSMOSE består i utdrenering av finkornige masser (silt-leire) ved at en påført spenning (likestrøm) mellom to elektroder i grunnen bevirker en vannstrøm fra anoden (+) til katoden (-). Derved oppnås en fasthetsøkning som starter ved anoden og sprer seg utover mot katoden, fig 3.

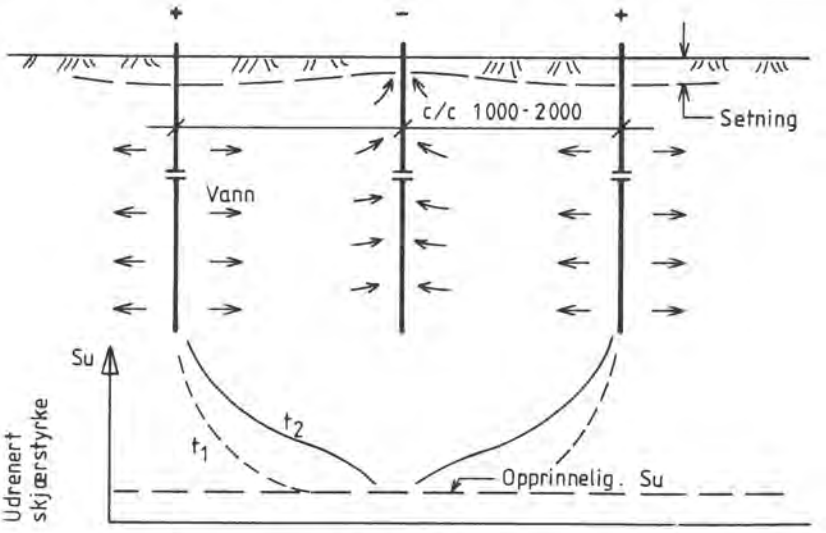


Fig. 3. Elektroosmose, prinsipp

Fortrinn: Relativt enkelt og fleksibelt installasjonsmessig, moderat energiforbruk.

Ulempe: Krever tilsyn og oppfølging. I silt er effekten vesentlig temporær, tidkrevende i leire.

INJEKSJON (vanlig) består i å presse inn (injisere) sementmørtel eller annet middel i sand og grus for å oppnå vanntetning og eller høynet styrke.

Fortrinn: Stor forbedring hvis vellykket.

Ulempe: Omstendelig ved at mange injeksjonsomganger vanligvis er påkrevet. Mulig forurensningsfare.

KOMPRIMERINGSINJEKSJON består i å komprimere løst lagret masse (finsand - silt) ved å pumpe inn herdnende injeksjonsmiddel i form av bobler (lommer) under høyt trykk i massene. Metoden synes å ha hatt liten anvendelse.

FORBELASTNING består i å forhåndskonsolidere kompressibel grunn ved enten å påføre last på overflaten eller redusere midlertidig porevannstrykket i grunnen. Derved reduseres kompressibiliteten og styrken økes. Metoden er mye anvendt og er en av de få som kan anvendes i torvavsetninger.

Fortrinn: Enkel og rimelig utførelse

Ulempe: Tidkrevende, og terrenglast kan medføre grunnbruddproblemer.

Vertikaldrenering innebærer installasjon av vertikale dren med forholdsvis liten innbyrdes avstand. Drenene sørger for bortdrenering av poreovertrykk skapt av påført terrenglast og derved en påskynding av setningsutviklingen. Metoden er mye anvendt og en rekke typer dren er på markedet, fig. 4.

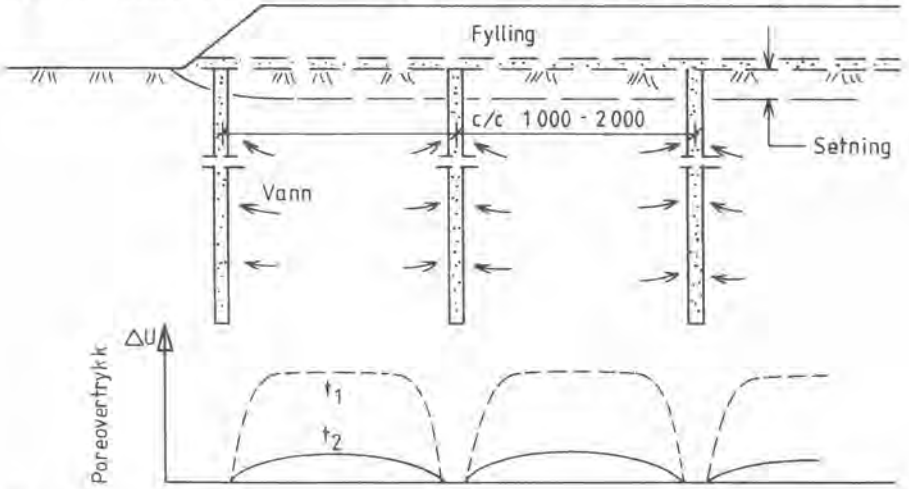


Fig. 4. Vertikaldrenering, prinsipp

Fortrinn: Rasjonelt utstyr har medført relativt rimelig installasjon.

Ulempe: Forbedringen av grunnen er betinget av setninger.

SPRENGNING består i å avsette sprengladninger i dybden og derved fremkalle høye trykksjokk og rystelser. Metoden har vesentlig vært anvendt i løst lagret sand og grus.

Fortrinn: Lite anleggsutstyr og lav kostnad.

Ulempe: Relativt beskjeden forbedring

DYPVIBRERING utføres med eller uten samtidig vannspyling. Ved vibroflotasjon spyles en spesialvibrator ned til ønsket dybde og vibreres under opptrekk. Andre former innebærer

montering av vibratorer på toppen av rør eller stenger som kan være påsveiset "vinger". Komprimeringen kan utføres til relativt stor dybde og det etterfylles med sand/grus, fig.5.

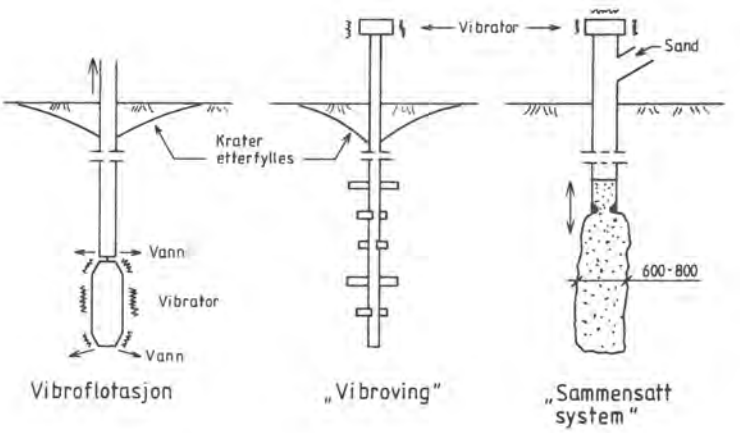


Fig. 5 Dypkomprimering ved vibrering, prinsipp for tre metoder.

DYNAMISK KONSOLIDERING er en relativt ny metode som består i å slippe ned fra stor høyde meget tunge lodd på overflaten. De sjokkbølgene som derved oppstår medfører komprimering av løst lagret friksjonsjord, samt antagelig dannelse av permeable sprekker og kanaler som øker konsolideringshastigheten i silt. Metoden anses ikke anvendbar på bløt, sensitiv leire.

Fortrinn: Stor dybdeeffekt og økonomisk for store prosjekter.

Ulempe: Meget stort og spesielt utstyr, kan ikke anvendes nær eksist. bebyggelse.

STEIN/GRUS-SØYLER innebærer at man med ramming eller vibrering får presset ned søyler av velkomprimert grus som kan overføre betydelige vertikalkrefter samtidig som prosessen normalt også komprimerer den stedlige masse. Metoden har knapt vært brukt i Norge.

AVLASTNINGSPELER består i peler (betong-tre) rammet ned gjennom bløte til fastere lag.

Pelehodet, eventuelt forskynt med en "hatt", ender bare i overfyllingsmassen. En del av fyllingsvekten overføres til pelene og derved avlastes de bløteste skiktene. Metoden har vært mye brukt her i landet.

Fortrinn: Enkel og oversiktlig metode

Ulempe: Relativt kostbar og kan medføre svekket stabilitet i eksisterende skråninger p.g.a. liten innbyrdes peleavstand.

DYBELPELER skal hindre utvikling av bruddflater i bløte skikt ved sin motstand mot skjærdeformasjon. Skiktet som sikres må være relativt tynt, ellers blir momentpåkjenningen på pelene for store.

Poretrykksøkning p.g.a. ramming av pelene kan medføre midlertidig svekket stabilitet.

Metoden har knapt vært brukt her i landet.

MIKROPELER er små plasstøpte peler, diameter 100-250 mm. De støpes ut i utborede hull og armeres med en sentral stang eller en liten armeringskurv. Pelene får ved sin ruhet stor overflatefriksjon mot jordmassen og kan overføre store krefter, fig. 6.

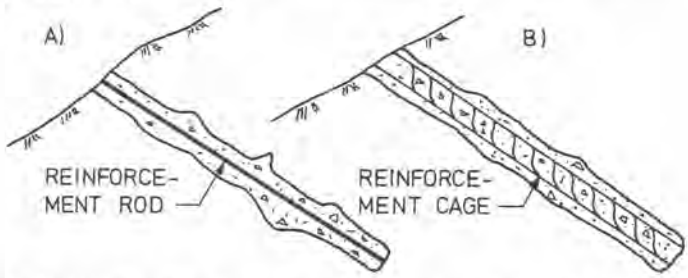


Fig. 6 "Mikropeler", prinsipp (Eggestad 1983)

"SPIKRING" (eng: Nailing) betyr at pinner eller nåler, oftest flere meter lange stålstenger, slås eller bores/gyses inn i bakken i forskjellige retninger. De utstikkende endene forbindes gjerne med et armeringsnett som eventuelt omsluttes av sprøytebetong. Metoden er en del brukt i andre land for å stabilisere steile graveskråninger, fig. 7.

"ARMERT JORD" brukes vesentlig som betegnelse på en type støttemur som bygges opp lagvis med innleggelse av armeringsbånd av stål eller plast festet til et frontpanelelement, fig. 8.

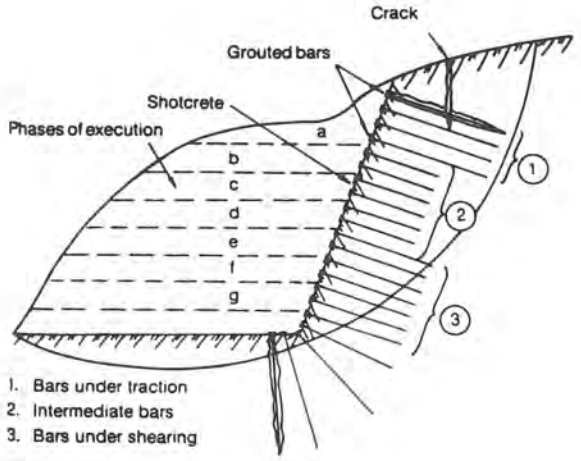


Fig. 7. "Spikring", prinsipp (Schlosser og Juran, 1979)

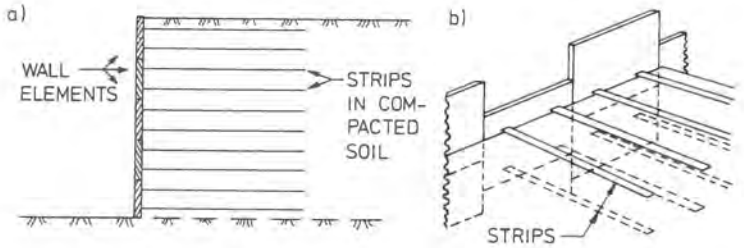


Fig. 8. "Armert jord", prinsipp (Eggestad 1983)

Istedet for armeringsbånd og frontpanel har det vært brukt fiberduk som brettes tilbake over angjeldende lag. Fiberduken som derved blir synlig langs "muren" må kles for å beskyttes mot ultrafiolett lys - og mot herverk.

Det finnes en rikholdig literatur på området. De som ønsker å studere de enkelte metodene nøyere henvises til literaturlisten bak.

HVORDAN VELGE METODE ?

Når man skal velge metode for en eventuell byggegrunnsforbedring må først og fremst følgende faktorer tas hensyn til:

- Jordart
- Problemets art
- Prosjektets art og størrelse
- Tidsaspektet

- Adkomstmuligheter for utstyr
- Miljøforhold
- Lokale prisforhold

Det er helt vesentlig at den rådgivende ingeniør kjenner begrensningene til den metoden han foreslår. Like viktig er det at han kjenner de øvrige metoders begrensninger og fordeler for å kunne vite at hans forslag er det optimale.

Grunnforbedring er tildels blitt en egen industri med store økonomiske interesser bak. Disse presser naturlig nok på for å få anvendt sine produkter mest mulig. Det er derfor viktig å ha rådgivere som er økonomisk uavhengige. Likevel kan det være vanskelig å unngå at uhensiktsmessige metoder kan bli brukt, og at man også i iveren etter å få prøve "nye veger" glemmer eksisterende velprøvede og rimelig fremgangsmåter. På den annen side må man også vise en smule dristighet ved å prøve nye metoder for derved å hjelpe utviklingen fremover.

Literatur

Brandl, H: Improvement of Cohesionless Soils. State-of-the-Art Report (8. ECSMFE, Helsinki 1983)

Broms, B: Problems and Solutions to Construction in Soft Clay. (Proc. 6. Asian Reg. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol.2, pp 3-38. Singapore 1979)

Eggestad, A: Improvement of Cohesive Soils. State-of-the-Art Report. (8. ECSMFE, Helsinki 1983)

Jessberger, H. L.: Ground Freezing: Mechanical Properties, Processes and Design. State-of-the-Art Report. (2. Int. Symp. on Ground Freezing. pp 1-33, Trondheim 1980)

Mitchell, J.K. og Katti R.K.: Soil Improvement, State-of-the-Art Report. (Preliminary) (10. ICSMFE, Stockholm 1981)

Schlosser, F. Juran, I: Design parameters of artificially improved soils. General report. (7. ECSMFE pp 199-225, Brighton 1979)

ARMERT JORD. ET BYGGEPRINSIPP UNDER UTPRØVING I NORGE.

Reinforced Earth. A constructionmethod under testing in Norway.

Sivilingeniør Steinar Hermann
Geoteknisk seksjon, Veglaboratoriet,
Vegdirektoratet.

SAMMENDRAG

Armert jord er et sammensatt materiale av jord og armering av metall, plast e.l. med høy strekkstyrke og gode friksjonsegenskaper. Konstruksjonstype og frostproblematikken avgjør ofte valg av aktuelle jordarter. Tradisjonelt forbindes jordarmering med støttekonstruksjoner, men nye produkter er utviklet de siste årene slik at teknikken kan anvendes på generelt grunnlag. I Norge er det til nå bygd to støttevegger av armert jord med frontpaneler av betongelementer og armering av galvaniserte stålstrips i bakfyllmasser av grus. Dessuten er plastarmeringsnett anvendt i ulike sammenhenger. Teknisk/økonomiske fordeler avhenger av lokale forhold og prosjektets karakter. Armert jord må således vurderes på linje med andre løsninger.

SUMMARY

Reinforced earth is a compound material of soil and reinforcement of metal, plastic etc. with high elasticity and good friction characteristics. The type of structure and problems due to frost determines often the type of soil to be used. Traditionally earth reinforcing is linked with retaining structures, but new product are developed in the past years such that the technique can be used on general basis. In Norway two retaining walls of reinforced earth has been built so far with frontpanels of concrete elements and reinforcement of galwanized steel strips in gravel filling. Besides, reinforcement of plastic is used in different connections. Technical/economical advntages depends on the local conditions and the projects character. Reinforced earth must therefore be evaluated in the same way as other solutions.

1. ARMERT JORD - ET BYGGEPRINSIPP MED LANGE TRADISJONER

Armert jord som bygningsteknikk har vært kjent i flere hundre år. Rislegging, kavling og i de senere år fiberduk er anerkjente metoder bl.a. ved vegbygging over myr. Det finnes også eksempler på vertikale støttevegger av plank hvor det med jevne mellomrom, både sideveis og i høyden, er laftet firkantboks normalt til veggen og som ligger forankret i bakfyllmassen.

I 1963 patenterte den franske arkitekten og ingeniøren Henri Vidal en støttekonstruksjon av armert jord med armering av galvaniserte stålstrips boltet fast til prefabrikerte frontpaneler av armert betong.

Systemet ble forsøkt lansert i Norge første gang i 1978 uten at prosjekter kom til utførelse. Betenkelighetene ved å bygge steile konstruksjoner under våre klimatiske forhold ble knyttet til usikkerheter ved armeringens levetid, bakteriologisk og kjemisk nedbrytning, og bruddforløp, plutselig kollaps eller langsom bruddutvikling med forvarsel.

I de bortimot fem årene som siden er gått, viser erfaringer fra bl.a. Canada, Sveits og Alaska, alle typiske vinterland, at frostproblemer kan unngås ved bruk av telefrie materialer og god drenering. Oppgraving av gammel armering samt aksellererte fullskala og laboratorieforsøk indikerer også at nedbrytningstakten i armeringen ikke er høyere enn forutsatt.

Den generelle jordarmeringsteknikken er merkbart forbedret. Nye systemer og produkter er utviklet, og det teoretiske grunnlaget er utvidet. Foruten å gi en generell omtale av armert jord samt de systemer og metoder som er aktuelle idag vil en også forsøke å oppsummere inntrykk og erfaringer fra forsøk med armert jord her hjemme de siste par årene.

2. ARMERT JORD - NOEN GRUNNPRINSIPPER

Generell jordarmering kan også omfatte insitu jordforsterkningsmetoder som mikropeler, steinsøyler o.l., men en vil her begrense seg til konstruksjoner bygd opp etter armert jord prinsippet.

2.1. Armeringsmekanisme

Siden jord ikke kan oppta strekkspenninger av betydning har den i virkeligheten begrenset anvendelse som bygningsmateriale. De vanligste armeringsmaterialene har høy strekkstyrke. Med effektiv jordarmering forsøker en derfor oppnå et samvirke slik at summen av jordas "trykkkapasitet" og armeringens "strekkapasitet" blir størst mulig.

Den globale effekten av jordarmering er forsøkt illustrert i fig. 21.1 hvor (a) viser en sylinderformet prøve av et kohesjonsløst materiale utsatt for aksiell (σ_v) og radiell ($\sigma_r > K_a\sigma_v$) belastning. Prøven vil p.g.a. dilatasjon få en lateraldeformasjon (δ_r) som er noe større enn halvparten av den vertikale deformasjonen (δ_v).

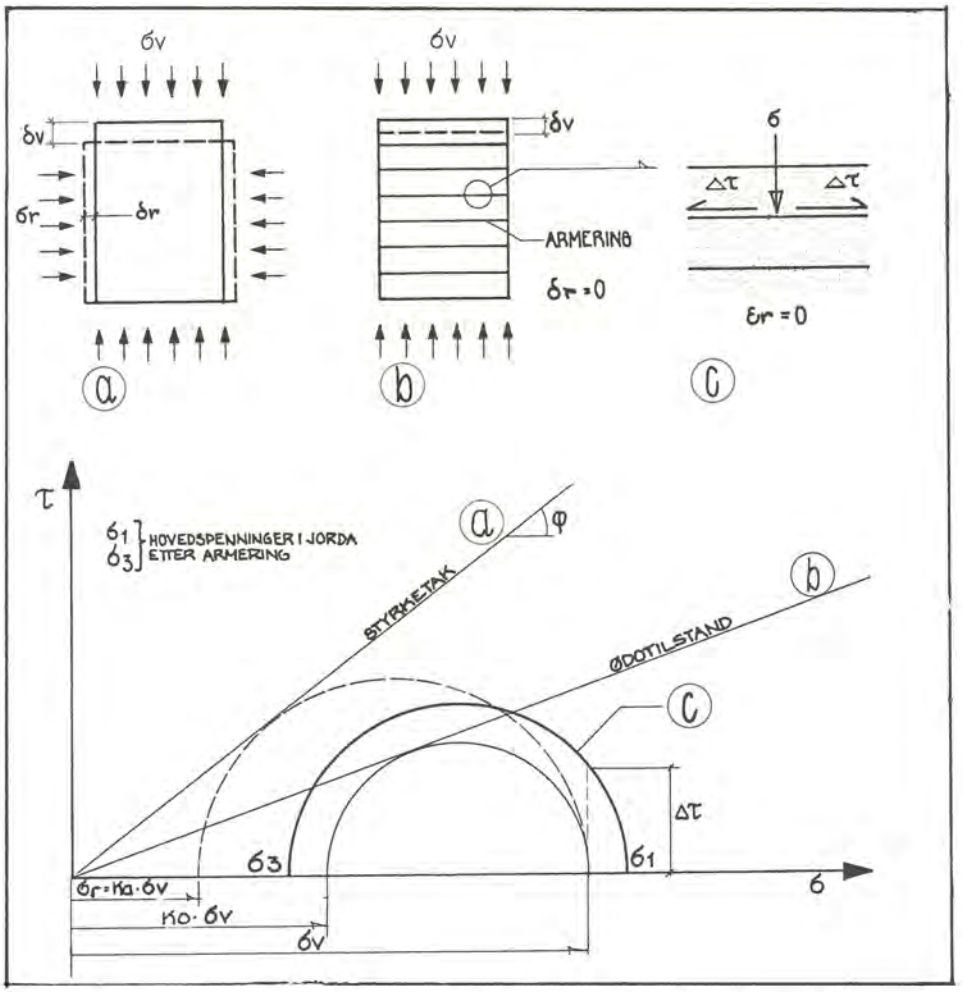


Fig. 21.1: Spenningstilstanden i armert jord, forenklet fremstilling.

(b) viser samme prøve, men hvor det er lagt inn horisontale lag med armering med en betydelig høyere E-modul enn jordas. P.g.a. friksjon mellom armeringen og jorda vil prøven ikke få laterale deformasjoner ($\delta_r = 0$). Jorda er tilnærmet i en hviletrykktilstand, og prøven påføres et tilsynelatende sidetrykk fra armeringen via friksjonen som er lik hviletrykket ($K_o \cdot \sigma_v$).

I τ-σ-diagrammet fremstilles styrken i jorda ved en rett linje gjennom origo. Spenningstilstanden i jorda etter armering illustreres med en Mohr-sirkel hvor σ_1 tilsvarer vertikaltrykket σ_v og σ_3 lik tilsynelatende sidetrykk, antatt hviletrykk $K_o \cdot \sigma_v$. Teoretisk vil det derfor aldri kunne oppstå brudd i jorda sålenge tilgjengelig friksjon langs armeringen ikke overskrides.

Mulige bruddformer er da:

- strekkbrudd i armeringen
- for liten friksjon langs armeringen

Begge bruddformer kan unngås ved å:

- øke mengden/dimensjon av armeringen
- velge armering med bedre friksjonsegenskaper
- anvende jord med bedre friksjonsegenskaper (kornform, gradering etc.)

En har hittil bare betraktet den globale virkningen av armeringen. Strekkspenningene i armeringen overføres til jorda via skjærspenninger (c) i kontaktflaten mellom armeringen og jorda. Avsettes denne skjærspenningen ($\Delta\tau$) i τ-σ-diagrammet fig. 21.1, oppdager en at spenningsfeltet i jorda og hovedspenningene (σ_1, σ_3) ikke lenger er identiske med σ_v og $K_o \cdot \sigma_v$. Brudd kan derfor oppstå hvis en ikke anvender tilstrekkelig med armering. Dette er et dimensjoneringsspørsmål, og i forhold til utgangssituasjonen (a) er det likevel oppnådd økt styrke. Fremstillingen har en rekke svakheter, men illustrerer armeringsmekanismen på en enkel måte samtidig som betydningen av tilstrekkelig friksjon mellom armering og jord understrekes.

Fig. 21.2 viser resultatene fra sammenlignende treaksialforsøk på uarmerte og armerte sandprøver. Friksjonsvinkelen Ø er tilnærmet uforandret, men de armerte prøvene oppviser en tilsynelatende kohesjon som viser seg å være direkte avhengig av mengden og styrken av armeringen. Dette har resultert i den "anisotropiske kohesjonsteorien" hvor armert jord betraktes som et homogent kohesjonsmateriale. Teorien har gitt god overensstemmelse med observasjoner av egenskaper ved modeller og fullskalakonstruksjoner av armert jord.

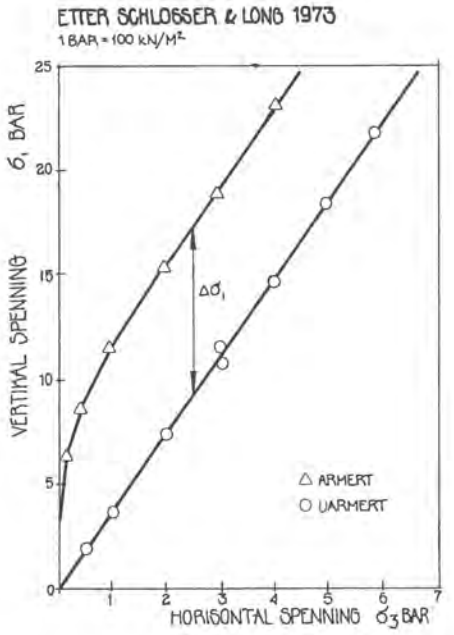


Fig. 21.2: Treaksialforsøk på uarmerte og armerte sandprøver viser uforandret friksjonsvinkel.

Basset og Last (4) har vist at det ofte er fordelaktig å betrakte tøyninger i stedet for spenninger når en skal orientere armeringen mest effektivt. Fig. 21.3. viser en tøyningstilstand i et γ-ε-diagram hvor antagelse om plan tøyningstilstand og positiv dilatans, $\Delta V = 1\ \varepsilon_1 + \varepsilon_3\ 1 > 0$ forskyver tøyningssirkelens sentrum $\Delta V/2$ til venstre for origo.

A og B definerer en ren skjærtøyningstilstand hvor $\varepsilon = 0$. Vinkelen begrenset av de rene skjærtøyningsplanene med retning α og β betegnes "tensile arc". Alle plan med normalen innenfor "tensile arc" har derfor en tøyningstilstand hvor $\varepsilon > 0$.

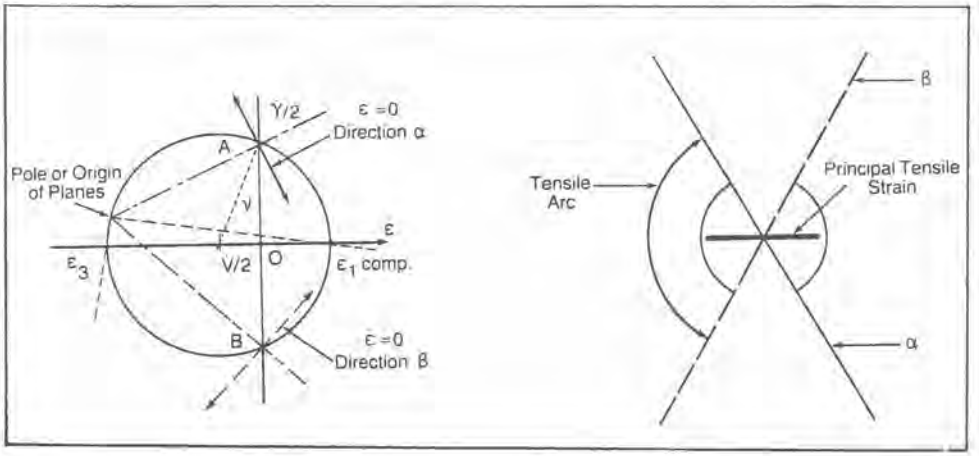


Fig. 21.3: For å oppnå strekk i armeringen bør den orienteres innenfor "tensile arc".

Orienteres armeringen langs rene skjærtøyningsplan, mobiliseres ikke spenninger i armeringen ($\varepsilon = 0$). En kan sågar forverre stabiliteten ved at armeringen representerer et potensielt glideskikt. Ønskede strekkspenninger i armeringen oppnås ved å orientere den innenfor "tensile arc" ($\varepsilon < 0$). Største strekkspenningene oppnås når retningen for armeringen og ε_3 er sammenfallende. Normalspenningen på armeringen er samtidig størst.

Konklusjonen er at i jordarmering bør armeringen i størst mulig grad orienteres i samme retning som minste hovedspenning.

I noen konstruksjoner bl.a. støttevegger er det lett å orientere armeringen idet minste hovedspenning er tilnærmet horisontalt. I andre konstruksjoner hvor det ikke klart framgår hvordan armeringen bør ligge, må en vurdere tøyningstilstanden i jorda. Ofte må en ideell plassering av armeringen fravikes p.g.a. praktiske tilpasningsproblemer.

2.2 Materialer til jordarmering

Armeringen kan være strips (bånd), nett eller duker laget av plast eller metall. Det fordres tilfredsstillende styrke og friksjonsegenskaper samt at materialet har en viss motstand mot kjemisk og bakteriologisk nedbrytning.

Jordarter til konstruksjoner av armert jord må tilfredsstille både mekaniske, fysiske og kjemiske krav. I områder med frost må en sikre seg mot teleskader. Korn-

graderingen danner oftest utgangspunktet for kvalitetsvurderingen.

Veglaboratoriet har forsøkt å tilpasse de engelske retningslinjene til norske forhold. I støttekonstruksjoner hvor telekrefter må unngås, fordres velgraderte telefrie masser (T1) med $C_u \geq 5$ med maksimal steinstørrelse lik 125 mm. I konstruksjoner hvor frost har mindre betydning står en noe friere, men jorda må likevel tilpasses den aktuelle armeringen og omvendt.

Både mht. styrke og samvirke med armeringen foretrekkes friksjonsmaterialer. Dette forsterkes av effekten av positiv dilatans for spenningen langs armeringsstrips i "pull-out" forsøk, fig. 21.4. Volumøkningen i en sone omkring armeringen bevirker at den observerte friksjonen overstiger den tilgjengelige bare fra overlagringstrykket ($\gamma \cdot h$). Lignende effekter kan ikke forventes i kohesjonsjordarter.

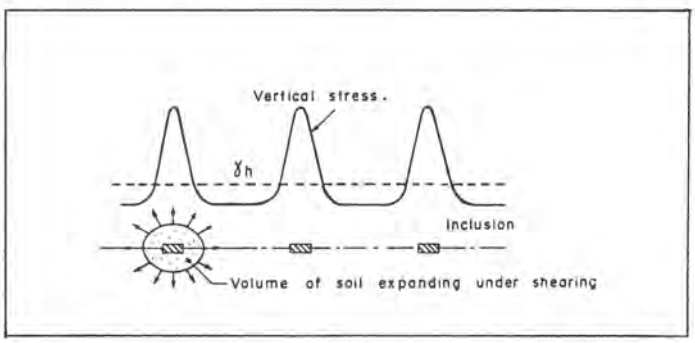


Fig. 21.4: Positiv dilatans kan gi økt friksjon mellom armering og jord.

2.3 Analysemetoder

Ved dimensjonering av konstruksjoner av armert jord må en kontrollere:

Intern stabilitet:

- tilstrekkelig heft mellom armering og jord
- spenningen i armeringen lavere enn bruddspenningen

Ekstern stabilitet:

- bæreevne av konstruksjonen
- totalstabilitet av området
- setninger

Dimensjoneringsmetodene kan godt deles i tre grupper:

- klassiske metoder
- halvempiriske metoder
- rene teoretiske metoder

Elementmetoder utgjør stort sett de teoretiske metodene og benyttes bare i spesielle tilfeller, vesentlig parameterstudier.

Forskjellen mellom klassiske og halvempiriske metoder kommer best til uttrykk i hvordan en betrakter samvirke og brudd i konstruksjonen, eksempelvis for en støttekonstruksjon, fig. 21.5.

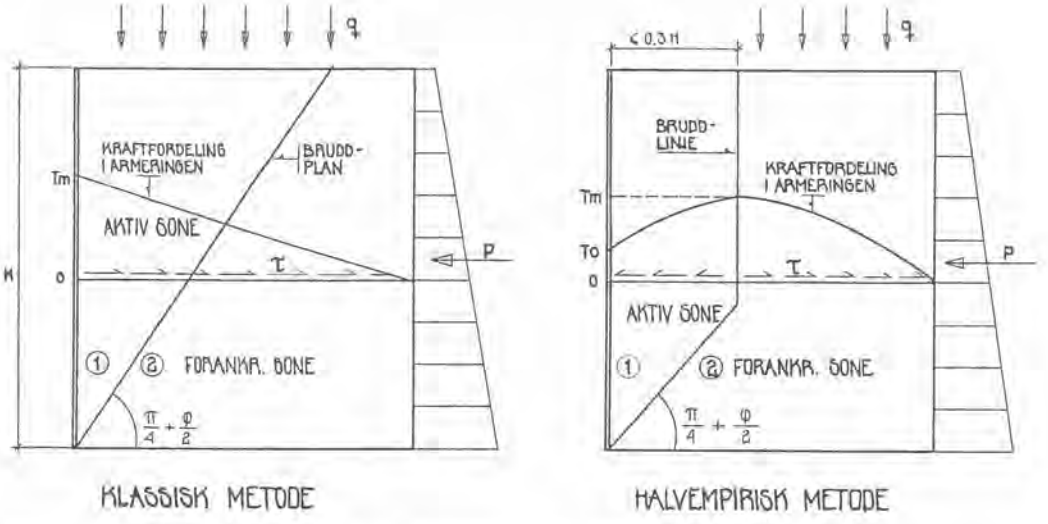


Fig. 21.5: Klassisk og halvempirisk antagelse om bruddforløpet i en støttevegg av armert jord.

Klassisk betraktes dette som en "pull-out" situasjon med trekantfordelt kraftfordeling i armeringen med maksimalverdi T ved fronten av veggen. Antatt bruddplan deler konstruksjonen i en aktiv sone (1) i kritisk likevekt og en forankringssone (2) hvor armeringen regnes virksom.

Halvempirisk betraktes det armerte volum som et homogent kohesivt legeme. Observasjoner av kraftledningen i armeringen viser en maksimalverdi i en avstand ca. 0,3 · H fra fronten. Maksimal strekkraftlinje definerer potensiell bruddlinje som deler konstruksjonen i en aktiv sone (1) og en forankringssone (2) hvor skjærspenningene langs armeringen antas å ha motsatt retning.

Under ellers like forhold gir halvempiriske metoder noe mere men kortere armering enn klassiske metoder. Begge metodene dokumenterer sin berettigelse gjennom de konstruksjoner som allerede er bygd.

3. SYSTEMER AV ARMERT JORD

Det er ikke rart at armert jord tradisjonelt forbindes med vertikale støttevegger når dette ugjør over 90% av alle konstruksjoner som er bygd. I løpet av det siste tiåret er det derimot lansert systemer og produkter av en type som muliggjør en langt mere generell anvendelse av jordarmering på områder som tidligere var ukjent.

3.1 Vidalprinsippet

Vidalprinsippet (1963) er utviklet med tanke på vertikale støttekonstruksjoner, dvs. støttevegger, brufundamenter, forbygninger o.l. Hovedelementene i konstruksjonen, fig. 21.6, består av prefabrikerte betongpaneler, 1,5 x 1,5 m store, armering av 5 mm tykke og 40 evt. 60 mm brede galvaniserte stålstrips med tverribber samt bakfyllmasse av grus som tilfredsstiller spesifiserte krav.



Fig. 21.6: Hovedelementene i Vidalprinsippet er betongpaneler, armeringsbånd av galvanisert stål og bakfyllmasse av grus.

Under monteringen, fig. 21.7, anlegges først en ca. 25 x 40 cm uarmert betongsåle som avretting for panelene. Nederste panelrad monteres og det fylles opp med grus til første nivå med armering. Etter komprimering legges armeringen ut og boltes fast til frontpanelene. Nye paneler monteres etterfulgt av oppfylling, komprimering osv.

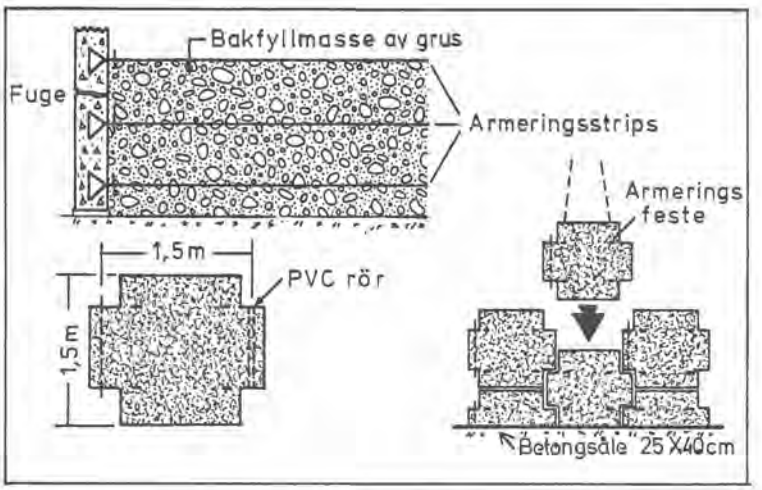


Fig. 21.7: Frontpanel monteres etterfulgt av oppfylling og komprimering av grus hvor armeringen legges på.

Vertikal avstand mellom armeringslagene er 75 cm og mengde og lengde av armering i hvert nivå bestemmes ved dimensjonering. Grovt kan lengden av armeringen settes til 0,8 H (høyden av støtteveggen). Fugene mellom panelene er forsynt med 2,5 cm kork for å ivareta noe deformasjoner i bakfyllmassene.

Nødvendige ressurser er 5-6 mann, lett kran evt. gravemaskin, komprimeringsutstyr og maskiner for utlegging av bakfyllmasser som ofte er den begrensende faktor i byggeprosessen. Kapasiteten er sterkt avhengig av konstruksjonstype, adkomst etc., og utenlandske erfaringer antyder 30-100 m^2 pr. dag.

At anleggsområdet kan begrenses bare til konstruksjonens område og at frontpanelene leveres med en rekke ulike

overflatestrukturer, har gjort metoden attraktiv i bymessige strøk.

Vidal innså mulighetene som lå i metoden og tok patent i de fleste landene hvor den ble introdusert. Han fikk således kontroll om såvel utvikling, prosjektering og bygging av slike konstruksjoner og ble nokså enerådende i mange år. Til nå er det bygd 4-5000 konstruksjoner omkring i verden etter dette systemet.

3.2 Yorkshiremetoden

Yorkshiremetoden (1975), utviklet av Dr. Colin Jones (assistent director of West Yorkshire Metropolitan County Council i England) i samarbeid med Department of Environment (DoE) ligner Vidalprinsippet siden dette også er en støttekonstruksjon.

Metoden krever ikke spesiell type armering eller frontpaneler, men at egensetningene i bakfyllmassene kan tas opp via fri vertikal bevegelse i forbindelsen mellom armering og frontpanel. En måte å løse dette på er vist i fig. 21.8 hvor armeringen kan skli langs vertikale PVC-kledde stålrør festet til frontpanelene.

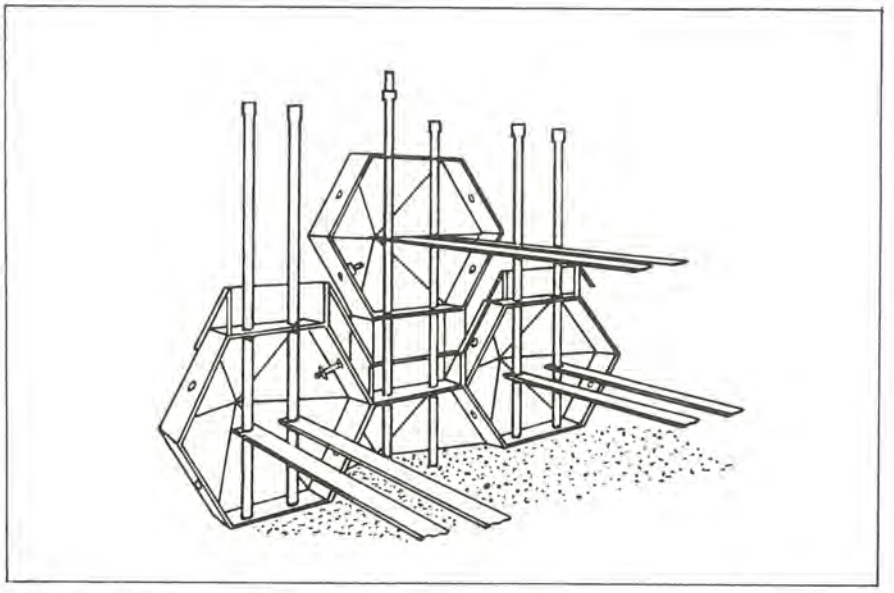


Fig. 21.8: I Yorkshiremetoden gis armeringen vertikal bevegelsesmulighet i festet med frontpanelene.

Fig. 21.9 viser en støttevegg av denne typen med frontpanel av glassfiberarmert betong i et hexagonalt mønster og armering av glassfiberforsterket plast.

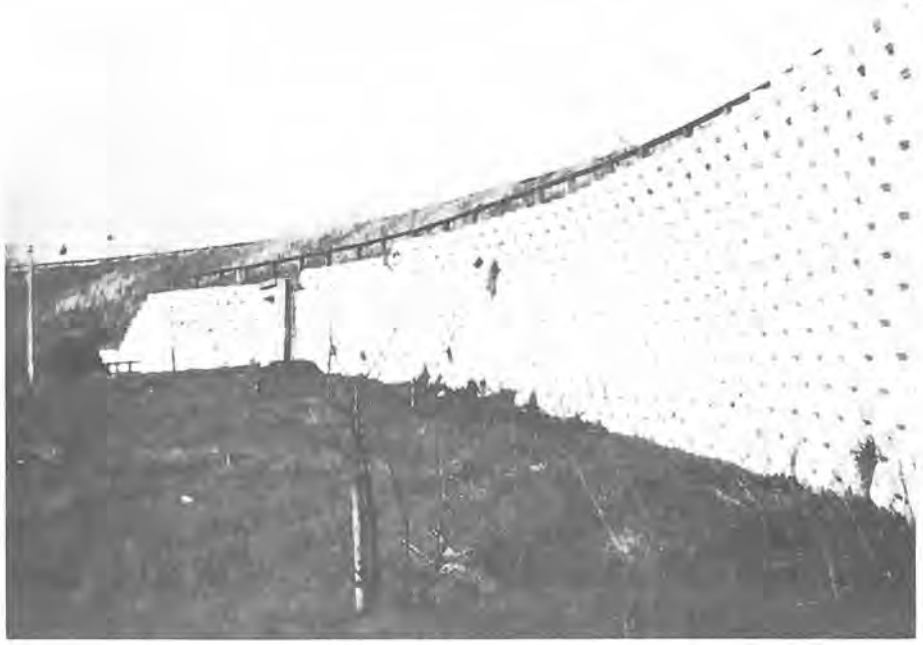


Fig. 21.9: Forsøksvegg med panel av glassfiberarmert betong og armering av glassfiberforsterket plast, Wakefield, England.

En festeanordning som gir vertikal bevegelsesmulighet i feste mellom armering og frontpanel kan løses på flere måter. Yorkshiremetoden er derfor generell idet brukeren relativt fritt kan konstruere en støttevegg med de materialene en selv ønsker.

3.3 Websolsystemet

Dette er et tredje jordarmeringssystem tilpasset støttekonstruksjoner. Systemet er introdusert av D.I. Price og har en rekke fellestrekk med Vidalsystemet. En langvarig rettssak om patentrettighetene resulterte i at systemet inntil videre er begrenset til anvendelse i noen spesielle land.

Hovedelementene, fig. 21.10, består av T-formede frontpaneler av betong og en armering bestående av Paraweb-strips, syntetiske fibre overtrukket med plast, i kombinasjon med fiberduk samt bakfyllmasser av grus. Paraweb-

stripsene ligger i et zikk-zakk mønster og alle metallgjenstander i feste med frontpanelene er overtrukket med plast for å redusere korrosjonsfaren.



Fig. 21.10: Støttevegg av armert jord, Websolsystemet.

3.4 Tensar Geogrid

I motsetning til foregående systemer er Tensar Geogrid (1970) et rent armeringsprodukt fremstilt av polyethylen med høy tetthet (PEH). Det langstrakte rektangulære/kvadratiske mønsteret er fremkommet ved trekking av en på forhånd perforert plate, fig. 21.11.

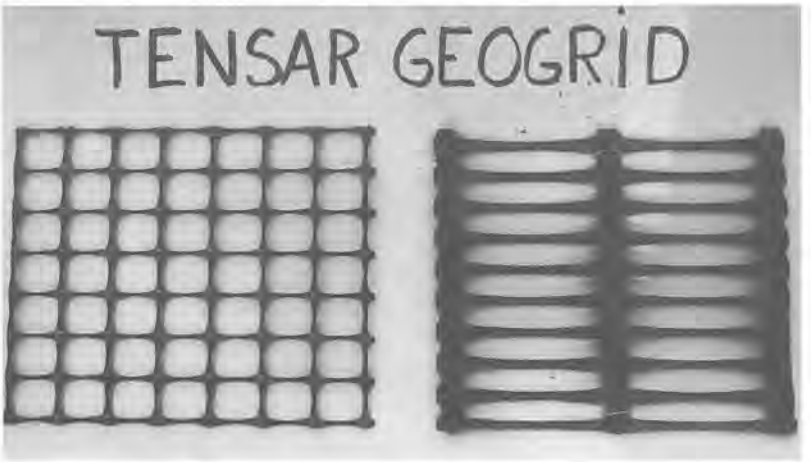


Fig. 21.11: Tensar Geogrid til jordarmering.

Ved siden av dem som er avbildet i fig. 21.11 finnes flere typer nett med ulik maskestørrelse og styrke, alt etter bruksområdet. Strekkstyrken varierer fra ca. 20 kN/m for de svakeste til ca. 85 kN/m for de sterkeste nettene med en tilhørende bruddtøyning i området 12-20%.

Forsøk viser at det oppnås en forkiling mellom nett og sand og kontakt korn mot korn som totalt sett gir økt friksjon i forhold til en glatt armering. Sammen med materialstyrken har dette gjort Tensar Geogrid velegnet til jordarmering og nettet er anvendt med godt resultat i utlandet, bl.a. ved

- armering av fyllinger, økt egenstabilitet og brattere fyllingsskråning,
- armering bak og forankring av støttevegger,
- strekkarmering under vegfyllinger på bløt grunn, osv.

På M4 nær Yatterdon i England ble en større utglidning i en leirskjæring reparert med Tensar Geogrid, fig. 21.12. Det ble utgravd og tilbakefylt med stedlige leirmasser armert med Tensar Geogrid. Det ble lagt inn horisontale drenslag av grus i tre nivåer. I forhold til tradisjonell løsning med tilbakefylling av tilkjørte steinmasser, ble det oppnådd en besparelse på ca. kr. 850.000,-.

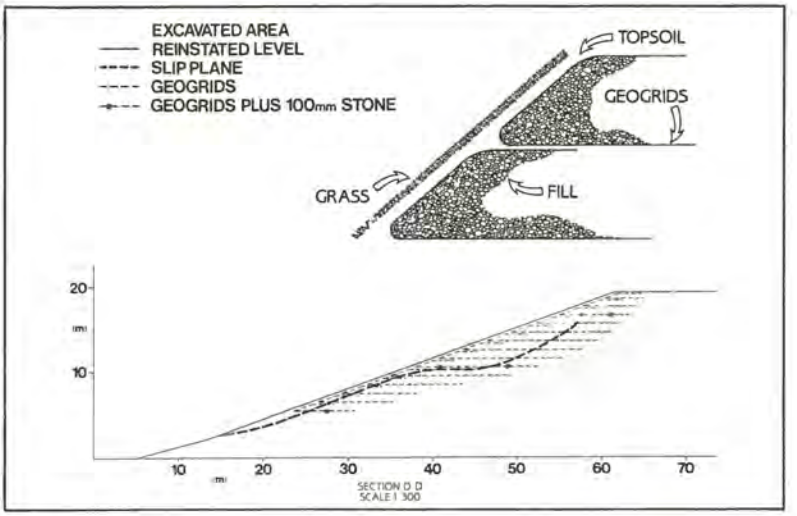


Fig. 21.12: Reparasjon av rasgrop i leire med Tensar Geogrid, M4 Yatterdon, England.

Tensar Geogrid ble introdusert i Norge høsten 1981, og det er hittil forbrukt ca. 75.000 m^2, se kap. 4. I og med at dette er et rent armeringsprodukt uten tilknytning til spesielle systemer, er det nå mulig å anvende jordarmeringsteknikken på generelt grunnlag. Jordarmering kan således komme til nytte i hittil ukjente sammenhenger.

3.5 Fiberduker, armeringsmatter etc.

Foruten filtrering og separering må mye av fiberdukens suksess tilskrives dens armerende effekt. Vanlig handelsvare av fiberduker har for dårlige styrkeegenskaper til jordarmeringsformål. Det produseres idag tunge vevde spesialduker med strekkstyrke opp mot 120 kN/m ved 20% deformasjon, spesielt med tanke på jordarmering.

I utlandet benyttes fiberduk i noen grad i konstruksjoner av armert jord. Sålenge armeringseffekten er det primære, bør en være mere tjent med å bruke nett i stedet for duk. I andre sammenhenger hvor det også er behov for separering og filtrering er det mulig at en sterk fiberduk kan være det beste alternativet. Valg av teknisk løsning er m.a.o. sterkt avhengig av problemets art.

Spesielle armeringsmatter, membraner o.l. av plast er lansert de siste årene uten å ha fått noen betydelig anvendelse i jordarmering. Det er tydelig at plastarmeringsprodukter er i ferd med å bli en sterk konkurrent til tradisjonelle armeringer av stål o.l. Foruten materialstyrken, friksjonsegenskapene og bestandigheten vil prisutviklingen på disse produktene være svært avgjørende for konkurranseevnen.

4. ARMERT JORD I NORGE

Hittil er det ferdigbygd to støttekonstruksjoner (Vidalprinsippet) av armert jord og en er for tiden under bygging. I tillegg er armeringsnett (Tensar Geogrid) anvendt i en rekke større og mindre prosjekter de to siste årene. En vil forsøke å oppsummere de erfaringene en hittil har oppnådd med bruk av armert jord under norske forhold.

4.1 Støttekonstruksjoner, Vidalprinsippet

Den første støttemuren ble bygd av F. Selmer A/S på oppdrag fra Vegsjefen i Akershus på rv. 167 ved Bondi sykehjem i Asker. Høyden på muren var maksimalt 4,3 m og lengden 25 m, totalt 80 m^2. Muren ble satt på fjell og massene bak består av siltig leire. Fig. 21.13 viser et typisk tverrsnitt.

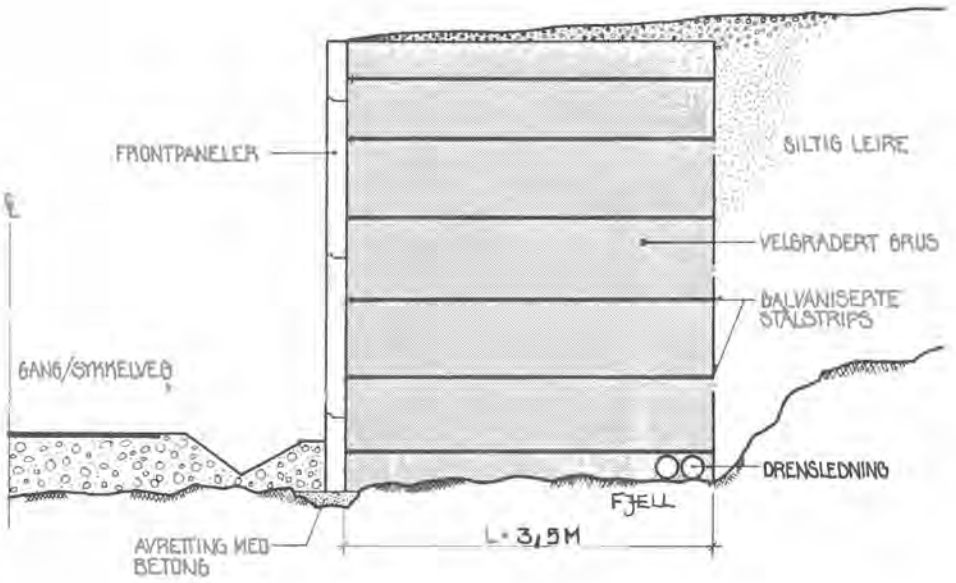


Fig. 21.13: Typisk tverrsnitt av støttevegg av armert jord, rv. 167 ved Bondi sykehjem.

For å få tilpasset frontpanelene til det steile fjellet i endene av muren ble det nødvendig med store tilpasningsarbeider og hele 15 m^2 mur måtte plasstøpes.

Til bakfyllmasser var det planlagt brukt 20-120 mm maskinkult. For å oppnå tilfredsstillende filterkriterier mot massen bak samt redusere faren for mekanisk påkjenning av armeringen valgte en derimot velgraderte grusmasser (T1). I underkant av konstruksjonen ble det lagt frostfri drenering.

Det var ikke mulig med adkomst bak muren og bakfyllmassen måtte løftes med gravemaskin over muren. Dette forsinket monteringen noe som ellers gikk greit. Det ble forbrukt ca. 280 mannskapstimer og 48 gravemaskintimer. Fig. 21.14 viser muren like før den er ferdig.

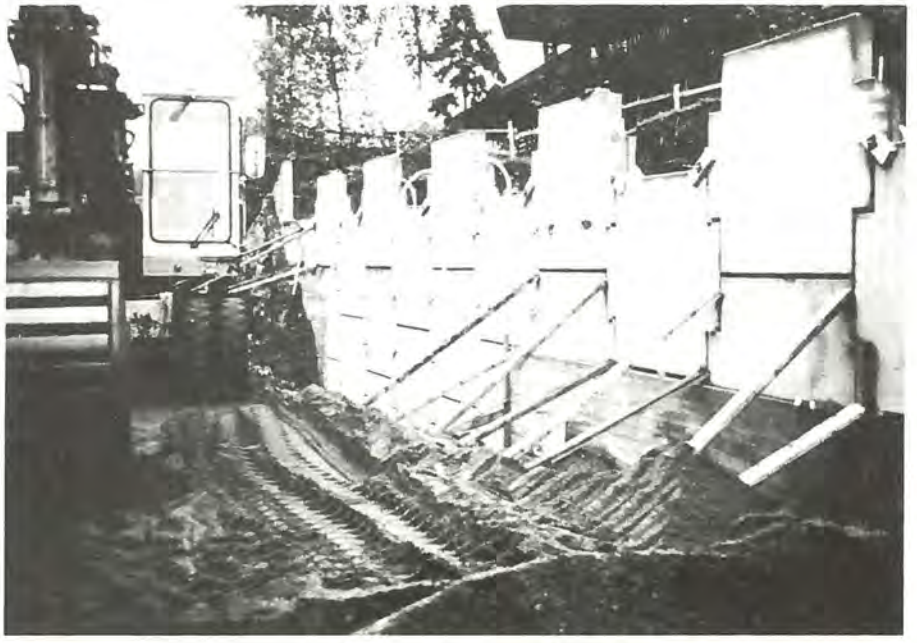


Fig. 21.14: Bygging av støttemur av armert jord, rv. 167 ved Bondi sykehjem.

Totalt kostet muren kr. 205.445,- noe som gir kr. 2.570,- pr. m^2. Til sammenligning ble et tilbud fra entreprenøren for en plasstøpt mur beregnet til ca. kr. 2.200,- pr. m^2. Fordelingen av kostnadene, fig. 21.15, viser at utgraving og tilpassing utgjør hele 20.1% av totalkostnadene. Vanligvis utgjør disse under 5%. Dette skyldes steilt fjell i enden av veggen og en del problemer

i startfasen som medførte at tilpasningen tok lengre tid enn planlagt.

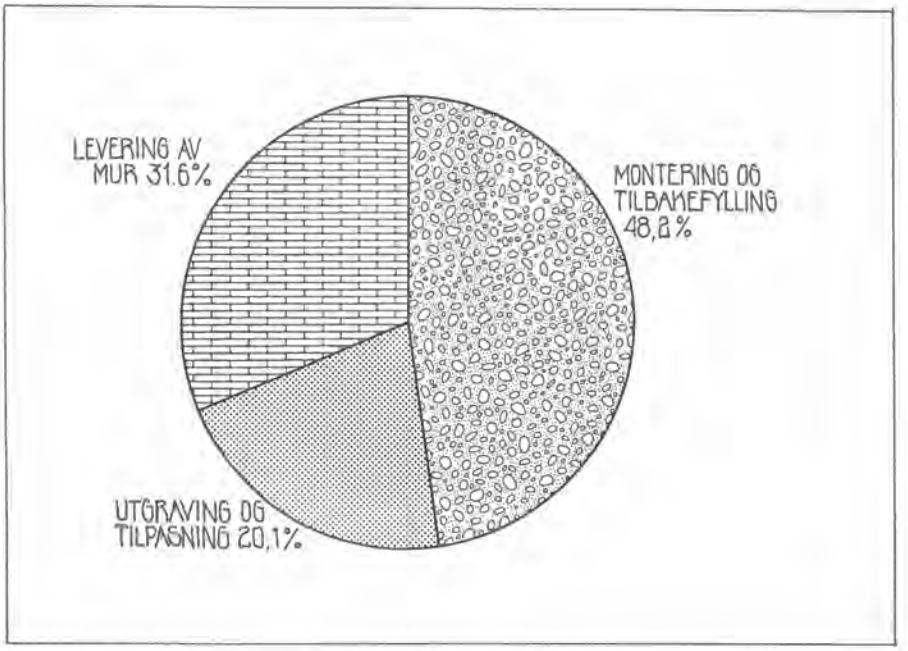


Fig. 21.15: Kostnadsfordeling ved støttemur av armert jord, rv. 167 ved Bondi sykehjem.

De viktigste erfaringene fra denne konstruksjonen er at:

- tilpasningskostnadene må vurderes nøye, spesielt ved små konstruksjoner hvor det inngår mye utgraving og avretting med støping.
- adkomstmulighetene er av stor betydning etter som tilbakefylling og komprimering ofte er den begrensende faktor i byggeprosessen.
- ved murer under 3 m er dette systemet ikke konkurransedyktig med prefabrikerte elementmurer.

Den andre konstruksjonen er en løsning med landkar og vingemurer av armert jord for en undergang ved Folefoss på E68 forbi Hønefoss, se fig. 21.16. Konstruksjonen er bygd i egenregi av Vegvesenet i Buskerud. Løsmassene i området består av overkonsolidert leire med høy fasthet.



Fig. 21.16: Landkar/vingemurer av armert jord, E68 Folefoss.

Fig. 21.17 viser et typisk tverrsnitt av landkaret. Med en høyde på ca. 4,5 m utgjør konstruksjonen totalt 259 m^2. For å unngå frost under fronten av murer er det lagt ned 8 cm tykke isolasjonsplater.

Bakfyllmassene består av grus (T1) fra veglinja. Tilbakefylling ble utført med en beltegående gravemaskin som dessuten foretok komprimering sammen med en 1200 kg selvgående vibrovals. Frontpanelene ble montert med traktorkran. Byggingen tok 2 uker, m.a.o. ca. 26 m^2 pr. dag.

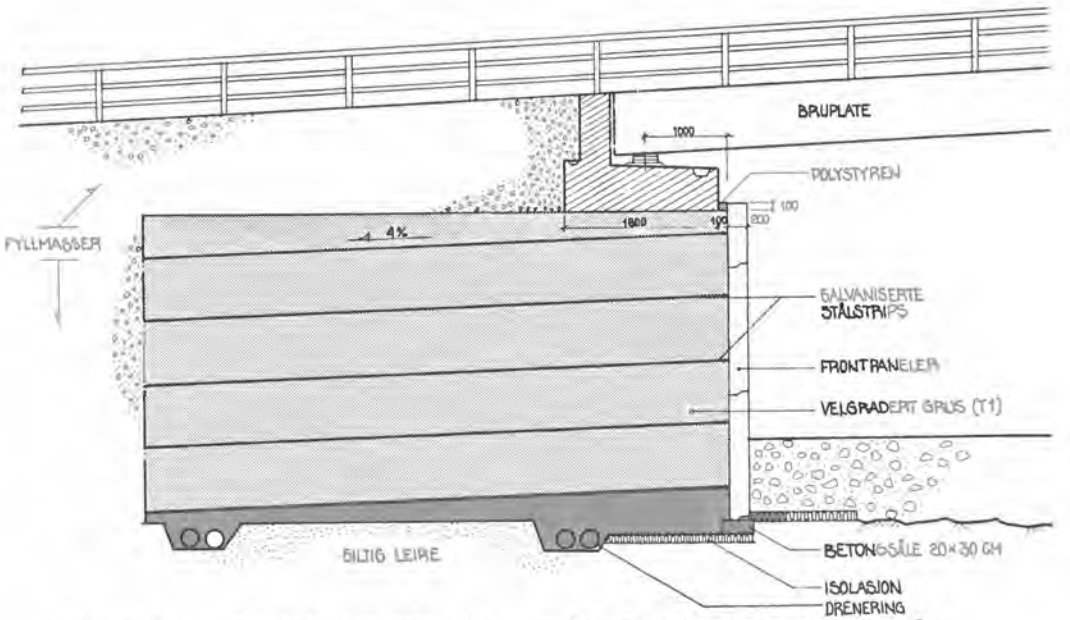


Fig. 21.17: Typisk tverrsnitt av landkar av armert jord, E68 ved Folefoss.

Totalkostnadene for landkar og vingemurer ble kr. 432.100,- som gir kr. 1.659,- pr. m^2. Et plasstøpt alternativ ble kostnadsberegnet til ca. kr. 2.200,- pr. m^2, m.a.o. en besparelse på 25%. Kostnadsfordelingen i fig. 21.18 viser at innkjøp av paneler og armering utgjør hele 65,6%. Utgraving og tilpasning utgjør 10,7% hvorav 7% har medgått til en omfattende frostfri drenering. Armerte jordkonstruksjoner fordrer noe mere bakfyllmasser enn plasstøpte konstruksjoner. En hadde således her store fordeler av rik tilgang på brukbare velgraderte masser fra veglinja.

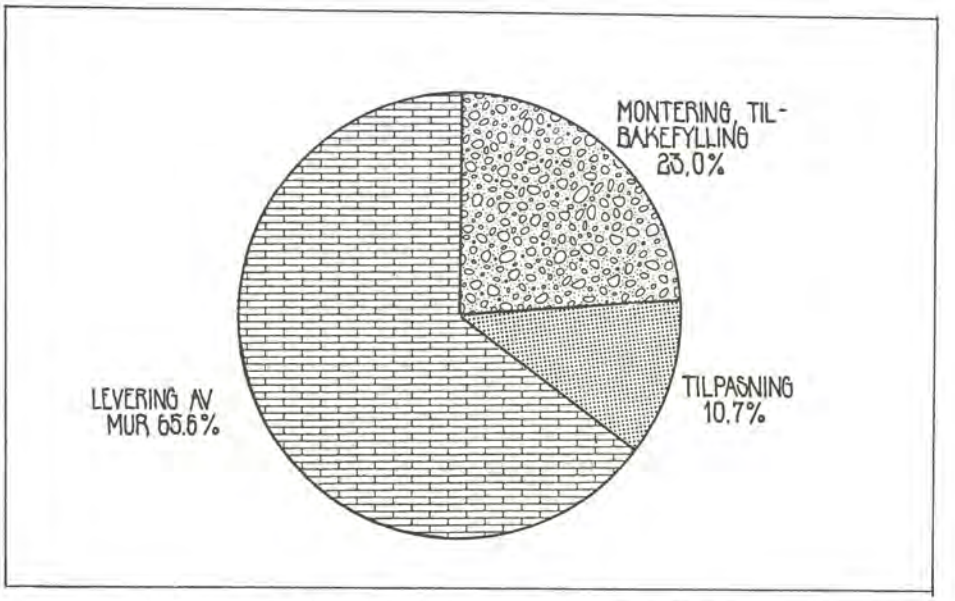


Fig. 21.18: Kostnadsfordeling for landkar/vingemurer av armert jord, E68 Folefoss.

Denne konstruksjonen har vist at det er mulig å oppnå besparelser ved bruk av armert jord i støttekonstruksjoner. Det fordres nøye vurderinger i hvert tilfelle og tilgangen på brukbare bakfyllmasser er svært avgjørende.

Monteringen kan også effektiviseres noe med god planlegging og organisering. Likevel viser kostnadsfordelingen at de største besparelsene ligger i å utvikle rimeligere materialer til frontpaneler og armering uten at dette forringer den tekniske kvaliteten av konstruksjonen.

4.2 Jordarmeringsnett, Tensar Geogrid

En får nøye seg med å vise noen av bruksområdene for jordarmeringsnett. Det har også vært vanskelig å fremskaffe direkte kostnadssammenligning fra konkrete utførelser som kan dokumentere eventuell gevinst. Oppmerksomheten blir derfor konsentrert til den tekniske utførelsen.

Stabiliteten av elementblokkmurer, eks. trønderblokkmur, begrenser maksimal byggehøyde til ca. 3-4 m avhengig av grunnforhold og terrenget omkring. I faste morenemasser er det mulig å oppnå høyere kortvarige steile byggegroper.

Over tid vil derimot klimapåvirkninger o.l. forringe stabiliteten. Som et alternativ til plasstøpt mur har Vegvesenet i Oppland forsøkt trønderblokkmur med jordarmering, fig. 21.19.

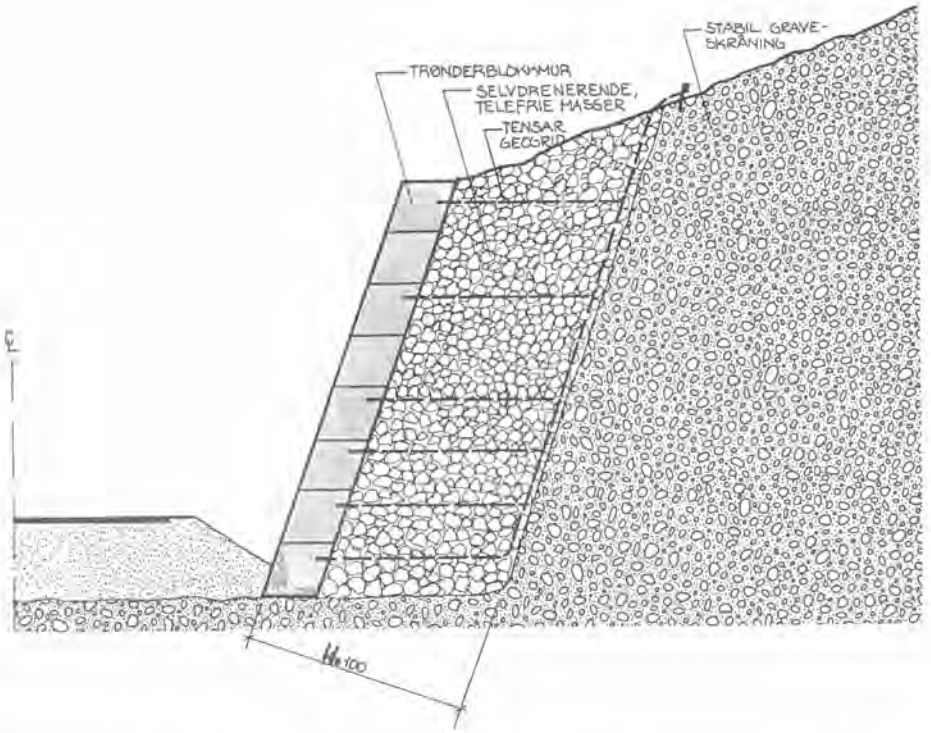


Fig. 21.19: Armering bak trønderblokkmur for å oppnå større gravitasjonsvolum.

Forutsatt tilstrekkelig intern stabilitet kan gravitasjonskonstruksjonen utvides til også å omfatte det armerte volum. En ivaretar således stabiliteten av skråningen bak som om den var ustabil.



Fig. 21.20: Bygging av trønderblokkmur med armering, rv. 35 Granum - Fall.

Erfaringene viser at ved siden av armeringskostnadene fordres en mann ekstra under monteringen som ellers går like fort som for en vanlig mur. Sammenlignet med en tradisjonell plasstøpt vinkelmur gir dette besparelser.

Utnyttelse av myrområder og annen dårlig byggegrunn til vegformål, idrettsanlegg o.l. blir mer og mer aktuelt. Uttrauging, massefortrengning o.l. er kostbart, og en bør forsøke å finne løsninger hvor en bare fyller oppå. "Spredningsbrudd" er den vanligste bruddformen, enten p.g.a. konsentrerte hjullaster i anleggsperioden eller andre deformasjoner i fyllingen som gir store skjærspenninger i kontaktflaten mellom undergrunn og fylling.

Ved å armere nederste del av fyllingen, fig. 21.21, oppnås et "stivt" lastfordelende fundament som holder massene bedre sammen. Eventuelle skjærspenninger i kontaktflaten reduseres idet armeringen forhindrer strekktøyninger i nederste del av fyllingen. Bæreevnen øker etter som den kritiske skjærflaten går dypere og samtidig blir lengre.

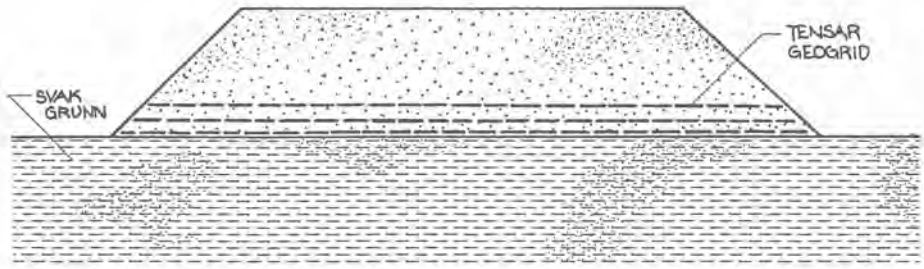


Fig. 21.21: Armering i underkant av fyllinger på dårlig grunn kan gi økt bæreevne.

Detaljutformingen må tilpasses i hvert tilfelle og anleggstekniske forhold er ofte av stor betydning. Separering mellom gode og eventuelt dårlige masser kan ivaretas med en lett fiberduk. Mens det i noen tilfeller er tilstrekkelig med ett armeringsnivå, så kan det i tilfeller med tynn overbygging og konsentrerte laster være behov for flere nivåer med armering. Fig. 21.22 viser eksempel fra vegbygging på Heimdalsmyrene utenfor Trondheim.



Fig. 21.22: Armering i kombinasjon med fiberduk under fylling på myr, Heimdalsmyrene ved Trondheim.

Armering av et avrettingslag av grus, pukk etc. under lette fyllinger er en annen variant, se fig. 21.23. En oppnår et stabilt og stivere fundament som også letter fremkommeligheten i anleggsperioden som ofte er den kritiske fasen for prosjektet. Vanligvis benyttes for tungt utstyr og utenlandske erfaringer viser at det kan være mye å spare ved å bruke lettere utstyr i startfasen av anlegget.

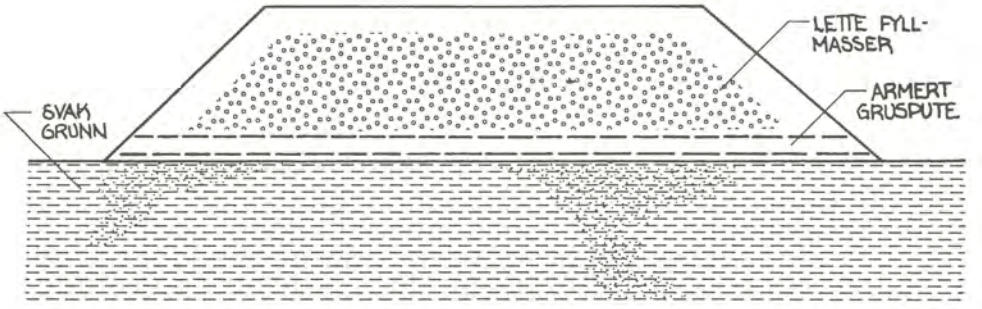


Fig. 21.23: Armering av avrettingslag under lette fyllinger gir stabilt fundament.

Oppstramming av fyllingsskråninger kan være aktuelt i områder med plassmangel eller masseunderskudd. Ved en gunstig tilpasning av armeringen er det mulig å oppnå økt egenstabilitet og tillate høyere fyllinger med steilere skråningshelning, fig. 21.24.

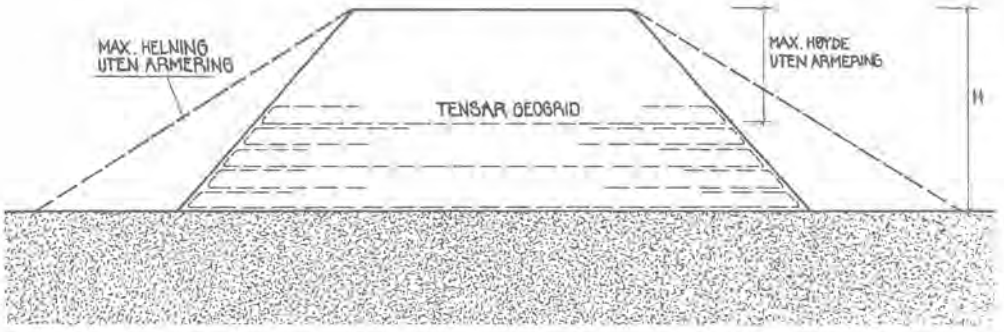


Fig. 21.24: Med jordarmering er det mulig å oppnå høyere fyllinger med steilere skråninger.

Den gjennomgående armeringen ivaretar liten stabilitet av fyllinger mens kantarmeringen sikrer lokal overflatestabilitet og muligheten for bedre komprimering ut mot kanten. De største gevinstene oppnås i skrått terreng med store fyllingsutslag, f.eks. vegfyllinger, snøskredvoller etc.

I prinsippet kan skråningen bygges opp vertikalt med lagpakker av armering og jord. En får da problemer med forblending da en er noe betenkt med å la nettet ligge disponert for klimapåvirkning og fare for mekanisk ødeleggelse.

Til slutt nevnes at Tensar Geogrid er forsøkt som armering med sikte på å redusere overbygningstykkelsene i veger, fortrinnsvis ved utbedring og forsterkning. Effekten av dette vil først kunne observeres etter noen år, og besparelsene er sterkt avhengig av tilgangen på grusmaterialer.

5. SLUTTKOMMENTAR

Hittil har en bare kortvarige erfaringer med armert jord under norske forhold. Når det er sagt, synes det likevel klart at armert jord er et alternativt konstruksjonsprinsipp som må vurderes på linje med andre metoder. Endelig valg av løsning må alltid foretas ut fra en vurdering av tekniske, økonomiske og estetiske forhold. Utviklingen må ikke skje raskere enn at det er mulig å foreta nødvendige tilpasninger til norske forhold samtidig som våre krav til sikkerhet opprettholdes.

LITTERATURHENVISNINGER:

1. Hermann, Steinar, "Armert jord - geoteknikkens svar på armert betong". Våre Veger 9/1982.

2. Hermann, Steinar, "NVF-stipend 1981 - Armert Jord". Int. rapport, Veglaboratoriet, Sept. 1983.

3. Ingold, T.S., "Reinforced Earth - A State of the Art Review", Ground Engineering Ltd., London 1979.

4. Basset, R.H., Last, N.G., "Reinforced Earth Below Footing and Embankments", Paper ved Symposium on Earth Reinforcement, Pittsburg, Pennsylvania, April 1978.

STABILITETSFORHOLDENE I SKRÅNINGER MED MORENE OG LIGNENDE JORDARTER

Stability conditions on slopes composed of till and similar materials

Sivilingeniør Kjell Berg
A/S Geoteam

SAMMENDRAG

I jordprofiler med morene som primærmateriale vil en ha store vertikale forandringer i permeabilitet ved overgang mellom jordsmonn og primærmateriale. I bratte moreneskråninger vil stor vanntilgang som f. eks. ved intensive regnvær skape en avrenning og oppbløting ved overgang mellom rotsone og primærmateriale.

Stabilitetsproblemer som oppstår som følge av stor temporær oppbløting av den øvre sonen i et jordprofil er karakterisert ved brudd i jordsmonn/rotsone og erosjon i de underliggende primære masser. Denne form for stabilitetsproblemer antas å være av de vanligste vi har i Norge.

SUMMARY

In a soil with till as primary material there will be great vertical changes in permeability in the transition zone between organic soil and primary till. In steep slopes composed of till an infiltration during heavy rainfall will create runoff and water saturation at the transition zone between the root zone and primary till.

Slope instability due to temporary saturation of the upper soil layers occurs as fracturing of the root zone and erosion in primary material beneath. These kinds of stability problems are regarded as among the most common in Norway.

INNLEDNING

Hurtige massebevegelser i skråninger med morene og lignende jordarter har vært lite studert og beskrevet i Norge. Etter alle forholdsvis friske spor som ses særlig på Vestlandet, i Møre og Romsdal, Trøndelag og deler av Nord-Norge virker de imidlertid å være blant de mest omfattende vi har.

I visse områder utløses slike massebevegelser enkeltvis nesten årlig og da særlig om våren og i forbindelse med sterkt regn om høsten. I andre områder har det vært mer katastrofeartede forhold med samtidige massebevegelser på flere steder innen begrensede områder og da i forbindelse med mer eller mindre ekstrem nedbør og snøsmelting. Som eksempel kan her nevnes Ulvådalen (se fig. 22.1).

Skademessig kan de hurtige massebevegelsene i skråninger med morene og lignende jordarter ikke måle seg med de mindre hyppige leirskredene som ofte utløses i tettbebygde strøk, men de har til dels forårsaket betydelige skader på jernbanelinjer, veier, bebyggelse or dyrket mark.

Med bakgrunn i disse forhold utførte Geologisk Institutt ved NTH forskningsprosjektet: "Stabilitetsforholdene i skråninger med morene og lignende jordarter". Prosjektet var et 3-årig NTNF-prosjekt og ble avsluttet i 1980. Målsettingen var å finne frem til sikrere grunnlag for vurdering av stabilitesforholdene ved å undersøke det samspill mellom ytre og indre faktorer som utløser massebevegelsene i den aktuelle type skråninger.

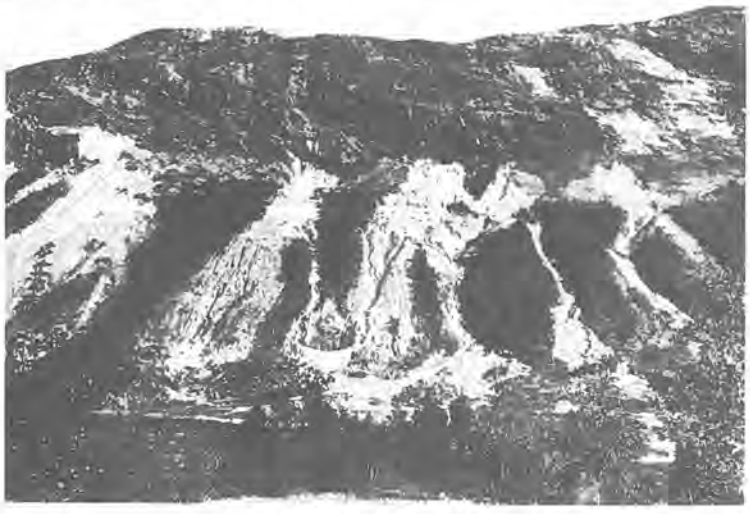


Fig. 22.1 Hylleformet avflatning ca. 1000 m.o.h. ved rasskråninger i Ulvådalen.

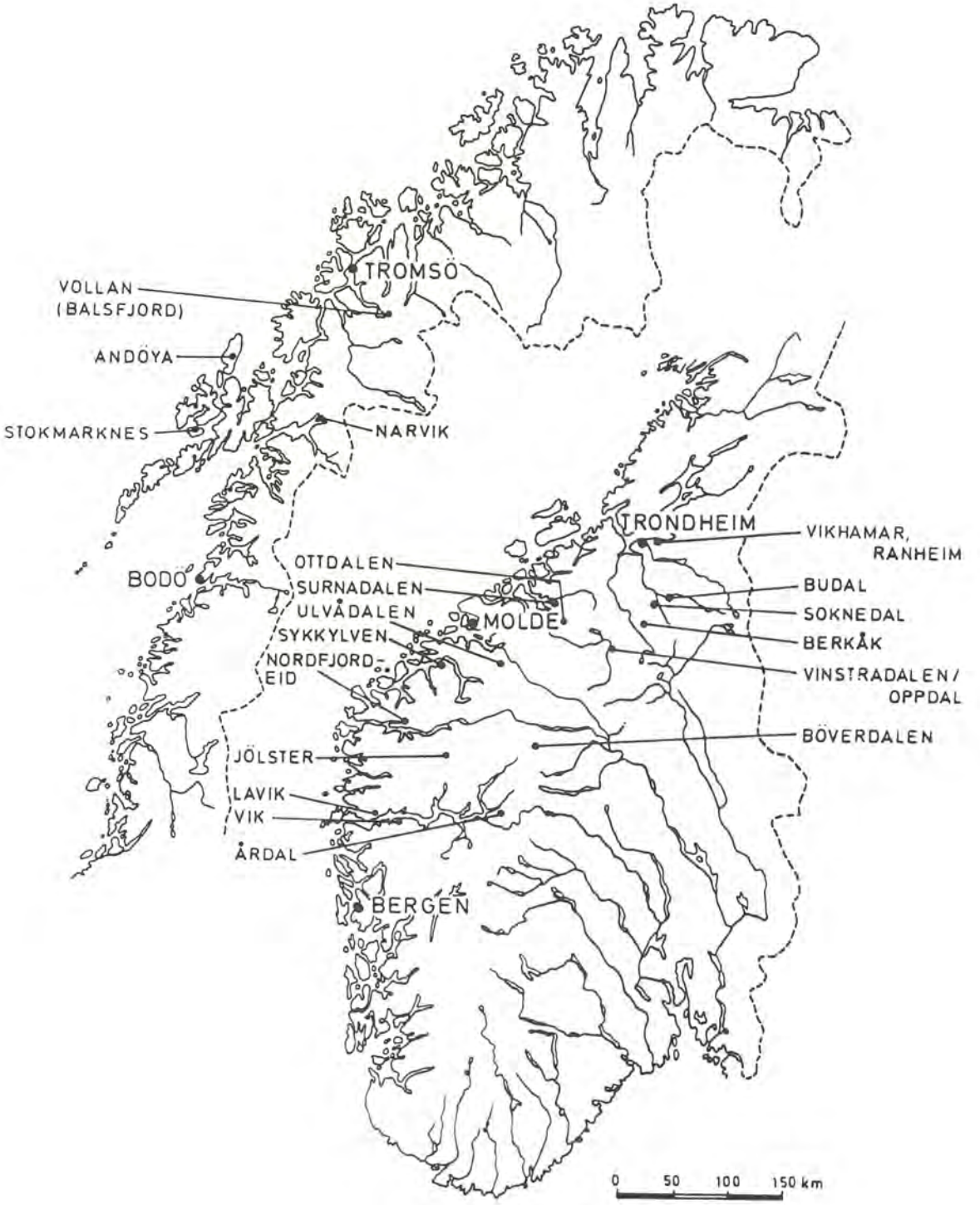


Fig. 22.2 Undersøkte rasmassers beliggenhet.

Registreringer og prøvetakinger er utført ved et stort antall lokaliteter (fig. 22.2). Denne artikkelen beskriver resultater fra feltbefaringer, laboratorie- og feltundersøkelser som ble utført under forskningsprosjektet. Til slutt gis en oppsummering med vurdering av faktorer og forhold som ansees viktige ved stabilitetsvurdering i den aktuelle type skråninger.

GENERELLE FELTUNDERSØKELSER

De observasjoner og generelle registreringer som er foretatt ved befaring av til sammen ca. 100 ras har vært følgende:

1. Skråningsvinkel.
2. Rasets form gitt ved bredde, lengde og dyp.
3. Vegetasjon.
4. Jordsmonn.
5. Teledyp.
6. Dreneringsforhold.
7. Romvekt.

Skråningsvinkel

Vinklene i histogrammene i fig. 22.3 representerer skråningens helning ved toppen av raset. Disse data ble valgt som referanse fordi en i litteraturen fant at de aller fleste rasforskere konkluderer med progressiv rasutvikling. Stort sett vil imidlertid vinkelen ved toppen av raset ikke avvike særlig mye fra den gjennomsnittlige helningsvinkelen.

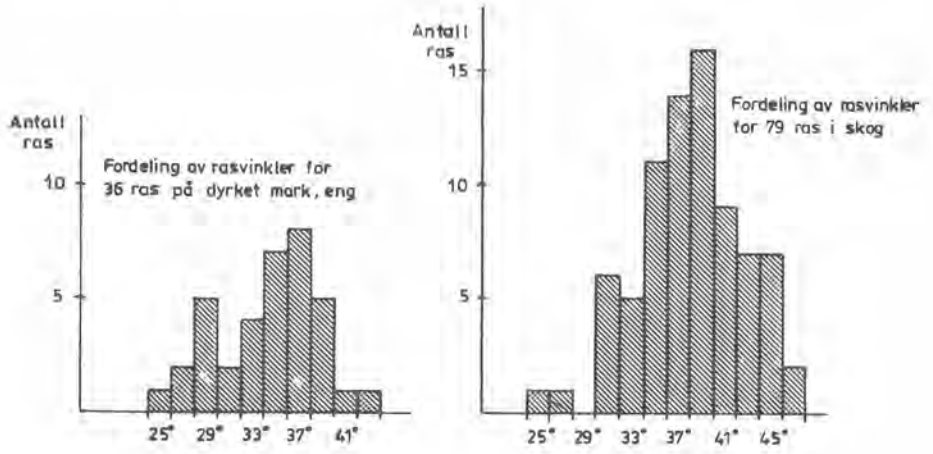


Fig. 22.3 Fordeling av rasvinkler

For skogbevokste skråninger ligger utrasingsvinklene mellom 25 og 46° med hovedtyngde i området 35-40°. De laveste verdiene på 25 og 28° representerer ras der en har hatt stor konsentrasjon av overflatevann ned mot stedet for utrasingen.

På dyrket mark, eng eller over skogbeltet er rasvinklene stort sett de samme som for skogkledde skråninger. En har imidlertid et markert større antall ras fordelt på skråningsvinkler mellom 25 og 30°, når ikke trerøtter binder det øvre jordlaget.

Rasenes form

Histogrammene i fig. 22.4 viser at utrasingene generelt er grunne og smale. Dybdene er vanligvis mindre enn 1 m og bredden under 15 -20 m. Karakteristisk for de fleste ras er dessuten en betydelig erosjon i rasgropa, slik at en definert glideflate sjelden finnes. Rasenes dybde avhenger til en viss grad av morenens kornstørrelsessammensetning, ved at en for finstoffattig morene finner prosentvis flere dype ras, 1,5 -3 m, enn tilfellet er for finstoffrik morene der storparten av rasdybdene er under 1 m. Bakkanten i rasets øvre begrensning er enten vertikal eller skålformet.

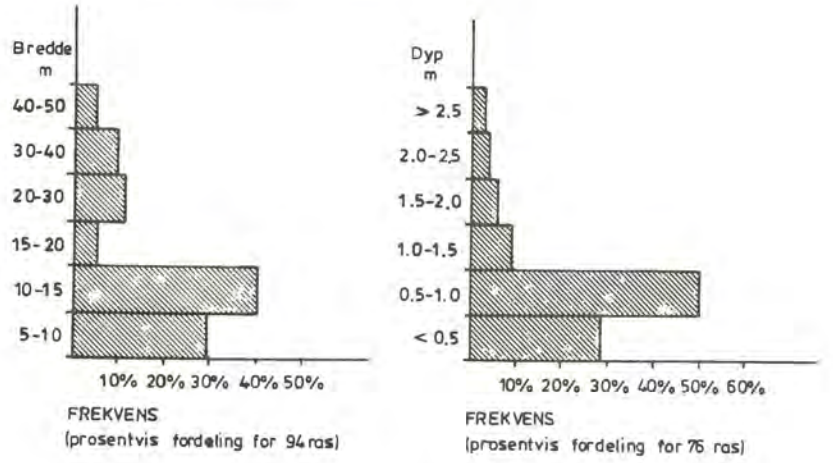


Fig 22.4 Rasenes bredde- og dybdefrekvens

Vanligvis finner en at rasgropa strekker seg helt ned mot skråningsfoten med unntak for ras av landlaup-type der selve raset går høyt oppe i skråningen og rasmassen innfanges av et bekkefar og følger dette. Rasets øvre begrensning varierer fra sted til sted også innenfor samme rasområde, men stort sett finnes rastoppen innenfor den øvre tredjedel av skråningens totale høyde.

Der hvor rasmassene har hatt anledning til å gå utover svakt hellende terreng, er rastungas utstrekning målt opp. Imidlertid finnes denne registrering for bare 5 ras, fordi de fleste har gått i nærheten av vann, elver og bekker slik at rasmassen er ført bort. Sammenheng mellom rasenes øvre begrensning og ras-tungas lengde-utstrekning er vist i fig 22.5.

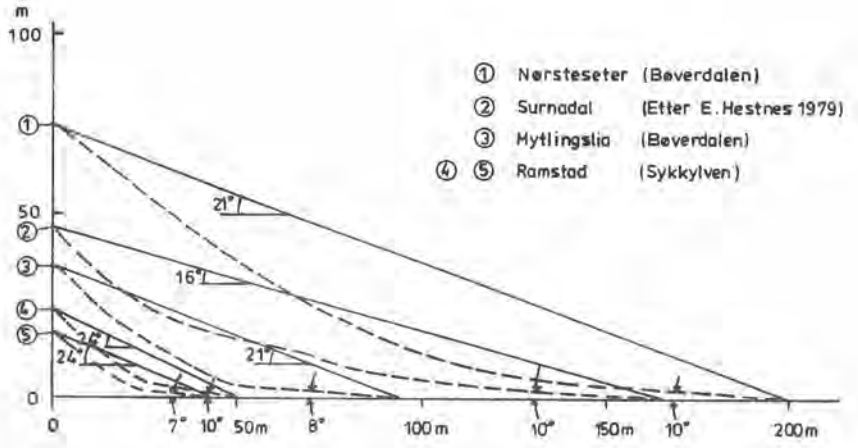


Fig. 22.5 Rasmaterialets maksimale utstrekning for 5 ras.

Som sammenligningsgrunnlag er helninger på linja mellom rastunge og rastopp valgt. Disse 5 tilfellene viser relativt jevne resultater med helningsvinkler mellom 16 og 25° (fig. 22.5). Tilsvarende opptegninger for 3 av rasene/skredene i Ulvådalen (fig 22.6) viser en helning på ca. 20°, men for to av dem er massene ført ut i vann/elv. Selv om disse resultatene viser ganske jevne verdier, trenger vi langt flere opplysnigner for å kunne trekke noenlunde sikre slutninger om rasmassenes maksimale utbredelse.

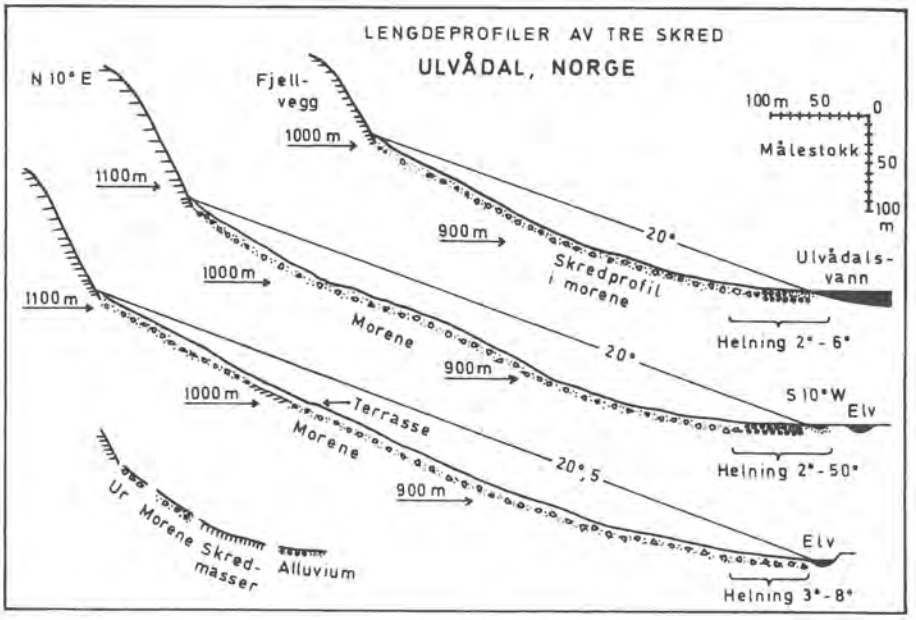


Fig. 22.6 Lengdeprofiler av tre skred fra Ulvådalen (Etter Rapp, 1963)

Vegetasjon

Ca. 2/3 av alle ras som ble undersøkt hadde gått i skogkledde skråninger. Det har hovedsakelig vært tett til glissen løvskog som or, bjørk, hegg og rogn og ofte med undervegetasjon av krattskog (einer og bringebær). Gran og furu finnes i underkant av 1/10 av rasene. Disse registreringene kan likevel ikke tolkes som at barskog har større stabiliserende virkning enn løvskog fordi de aktuelle skråninger generelt er naturlig voksested for løvskog. Dette forholdet gir seg også utslag i fordeling av ras på skogkledde kontra ikke skogbevokste skråninger.

Jordsmonn

Heller ikke her har vi kunne påvise noen sammenheng mellom type og dybde av jordsmonnet og hyppigheten av utrasing. Av rasdybdene ser en imidlertid at de fleste ras går i dyp som tilsvarer overgangen mellom jordsmonn og primærmateriale eller like under denne. Det er derfor grunnlag for å anta at en initialskred kan starte med utglidning av jordsmonnets rotsone. De kan så utvikles til dypere ras p.g.a. overbelastning av underliggende masser og ved erosjon p.g.a. stor sekundær drenering i rasgropa.

Teledyp

Denne faktoren er med grunnlag av manglende målinger meget usikker, men ved graving har det vært vanlig å finne en markert forskjell i gravemotstand med dypet. Generelt har en funnet denne forandringen ved dyp rundt 1 m. Når jord fryser, vil den øke sitt volum p.g.a. isens utvidelse av porene. Gjentatte fryse/tine-prosesser vil dermed gi de øvre jordlag en mer åpen struktur enn tilfellet er med jord under frostsonen.

Dreneringsforhold

Med dreneringsforhold menes her mulighetene for konsentrasjon av overflatevann ned mot rasgropa. Som eksempel på slike muligheter kan nevnes:

i) Impermeable flater som fjellsider (Ulvådalen).
ii) Forsenkninger i terrenget.
iii) Mulighet for at små bekker og grøfter ved store nedbørmengder eller eventuell oppdemning forandrer løp.

Romvekt

Den øvre del av jordprofilet må betegnes som et dynamisk system der en innenfor jordsmonnet har aggregatdannelser, forvitring, påvirkning av vegetasjon og gravende organismer som til sammen gir åpnere struktur enn i dypere lag. I tillegg vil en innenfor den sone som påvirkes av tele få en årlig forandring i strukturen, som gir en løsere lagning enn det en finner i telefritt dyp. Jordas vannledningsevne er avhengig av pakningsgraden ved at økende pakning vil gi avtakende permeabilitet i samme jordart. Romvektsmålingene er utført for å få et indirekte mål på variasjonen i pakningsgrad med dypet. Kombinert med permeabilitetsmålinger er det forsøkt å fastslå hvilken betydning disse variasjonene har for vannledningsevnen og dermed infiltrasjon og strømningsforholdene.

Resultatene har stor spredning, som illustrert i diagrammene for prøver fra ras i Vinstradalen og Vikhamar (fig. 22.7). Trenden er økende romvekt med dypet fra ca. 1,2 til ca. 2,0 kg/dm^3 ved henholdsvis 0,5 og 1,5 m dyp. Spredningen i resultatene skyldes hovedsakelig at stein, røtter og enkelte åpne kanaler kan gi betydelige utslag. Steiner gir for høy romvekt i forhold til pakningsgraden på materialet for øvrig, og røtter tilsvarende for lav romvekt.

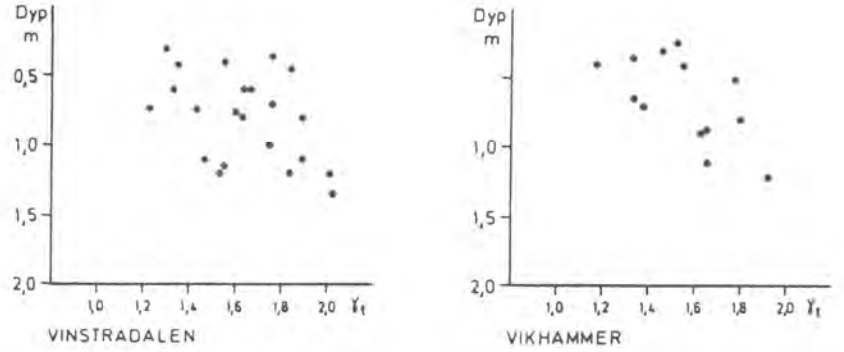


Fig. 22.7 Romvektsfordeling med prøvedyp.

LABORATORIEUNDERSØKELSER

Arbeidet i laboratoriet har vært konsentrert om kornstørrelsesanalyse og permeabilitetsmålinger. Mens kornstørrelsesfordelingen er bestemt rutinemessig for de innsamlede prøver, er det ved målingene av permeabilitet eksperimentert med forskjellige metoder og forsøksbetingelser. Den permeabiliteten en måler i laboratoriet vil foruten materialets sammensetning i stor grad være avhengig av forsøksbetingelsene.

Kornstørrelsesfordeling

Bestemmelse av rasmaterialets kornstørrelses-sammensetning har hovedsakelig hatt to formål:

1. Generell klassifisering av materialet.

2. Vurdering av kornstørrelsesfordelingens betydning for vannledningsevnen.

Regionalt har prøvene store forskjeller i korn-størrelses-sammensetning (fig. 22.8). Vikhamar og Andøya representerer ytterpunktene med henholdsvis moreneleire og grusig morene. Styrkemessig vil disse materialene være svært forskjellige ved at den på Vikhamar kan karakteriseres som kohesjonsmateriale, mens den fra Andøya vil ha egenskaper som friksjonsmateriale. Rastypen på de to steder er imidlertid den samme.

Innenfor hver raslokalitet finnes også betydelige variasjoner i kornstørrelsesfordelingen ved forskjellige dyp eller prøvesteder. Et eksempel på dette er vist i fig. 22.9. I tillegg finnes vanligvis linser og horisonter av ensgradert grus og sand inne i morenen. Mektighetene på disse er hovedsakelig 2 - 5 cm, men de kan være opptil 10 cm.

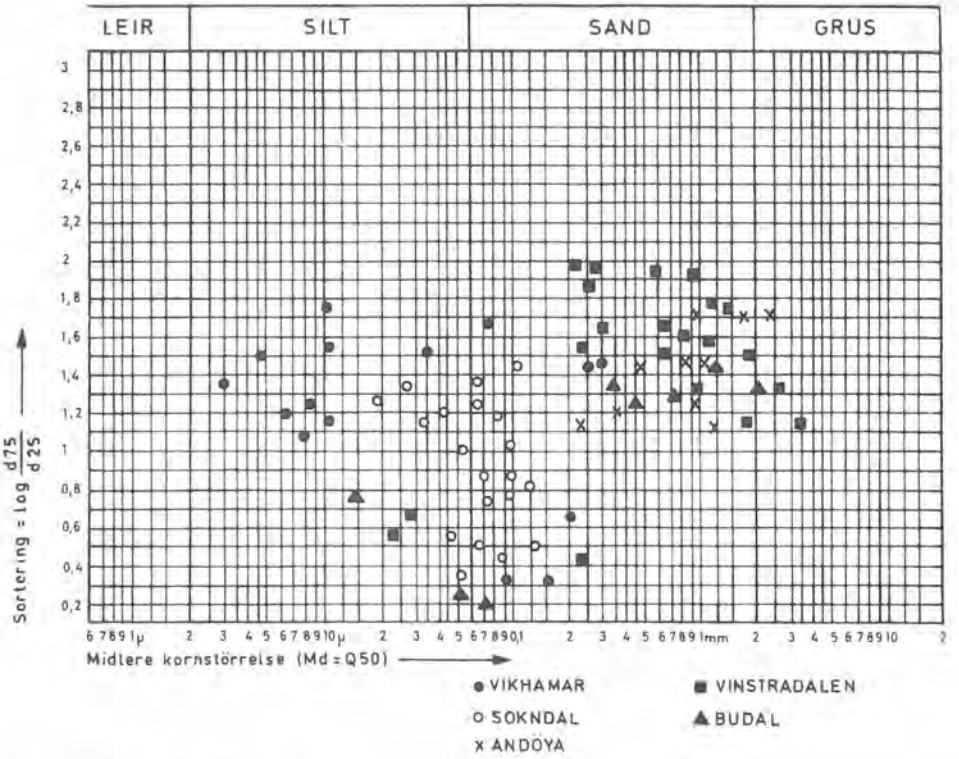


Fig. 22.8 Midlere kornstørrelse og sortering for materiale fra 5 forskjellige rasområder.



Fig. 22.9 Kornfordelingskurver som viser tydelige forskjeller i sammensetning for prøver tatt innenfor samme raslokalitet. (Vinstradalen ved Oppdal)

Permeabilitet

De forsøk som omtales her er utført i laboratoriet med henblikk på å etterligne prøvenes in situ tilstand. I praksis er dette begrenset til etterligning av in situ tørromvekt.

Metodene som er brukt er:

A) Rørpermeameter.
B) Permeameter for finkornige jordarter.
C) Voksinnstøpte in situ prøver.

Med unntak for den siste metoden gir forsøkene permeabiliteten av omrørte homogene prøver.

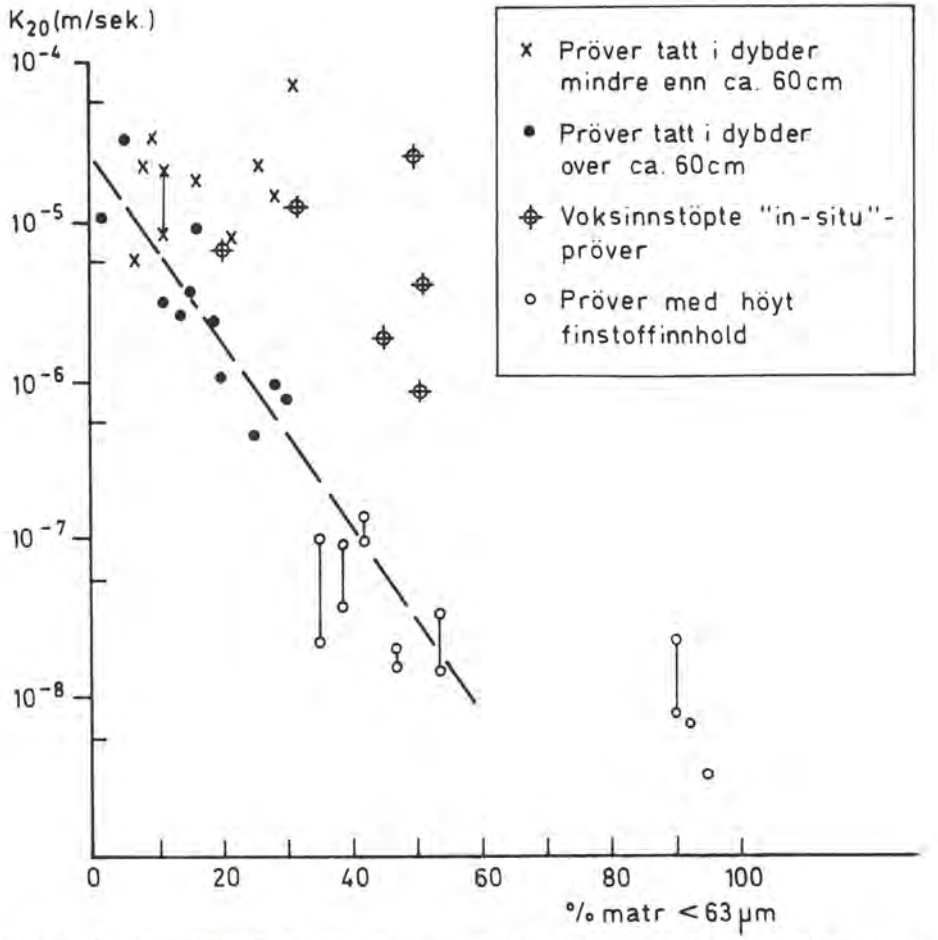


Fig. 22.10 Sammenheng mellom silt-/leirinnhold og permeabilitets-koeffisienten for prøver tatt i forskjellige dyp og undersøkt med forskjellige metoder (se tekst). Vertikal strek angir resultater fra samme prøve, hvor laveste verdi representerer Stand. Proc. innbygging.

Fig. 22.10 viser korrelasjon mellom K_{20} og innhold av silt/leire for prøver med tørromvekter i området 1,6 - 1,9 kg/dm^3. Resultatene gjelder for prøver som er tatt i

dyp ca. 0,5 - 1,5 m, hvilket hovedsakelig er under jordsmonnet. Generelt hadde vi for denne gruppen de største problemer med å holde en lav tørromvekt, slik at resultatene gjelder for høyere pakningsgrader enn det prøvene hadde i felten. (Opptil ca. 30% forskjell for et par av prøvene).

Målsettingen med permeabilitetsforsøkene var for det første å finne in situ permeabilitet ved hjelp av laboratoriemetoder, og deretter bruke de oppnådde verdier til å anslå hvor i jordprofilet det er størst sjanse for en kritisk oppbløting. Forsøkene og resultatene har imidlertid vist at denne målsettingen bare delvis er oppnådd, hvilket hovedsakelig skyldes følgende:

1. Laboratorieresultatene er basert på homogene prøver (unntatt de voksinnstøpte). I oppsprukket morene eller i jordsmonnet hvor rotnettet er tett vil imidlertid verdier basert på homogene prøver gi for lav permeabilitet fordi vannstrømningen i poresystemet vanligvis vil være mindre enn i de åpnere kanaler og sprekkesystemer.

2. Den idealiserte forutsetningen med laminær og stasjonær strømningstilstand på helt vannmettede prøver vil neppe være oppfylt ved den perkolasjon og de strømningsforhold som oppstår under kortvarige og kraftige regnvær. Bare tynnere horisonter betraktes som helt vannmettede. For store deler av jordprofilet vil det derfor være mer korrekt å bruke en relativ permeabilitet som er lavere enn laboratorieverdien.

3. Pakningsgraden på laboratorieprøvene ligger jevnt over høyere enn det prøvene hadde i felt.

Permeabilitetsverdiene målt i laboratoriet, viser at en har store spredninger mellom forskjellige raslokaliteter. Verdier som skulle tilsvare de en har i primærmorenen varierer i området 10^{-3} cm/s - 10^{-6} cm/s uten at en kan påvise noen sammenheng mellom rasaktiviteten og permeabiliteten. De høyeste verdiene må derfor betraktes som såpass små at det under intensivt regnvær ikke blir særlig stor nedtrengning av vann i disse massene. For prøver tatt innenfor jordsmonnet varierer verdiene i området 10^{-2} -10^{-3} cm/s, men disse betraktes ikke å være representative for de reelle, siden den åpne strukturen i jordsmonnet ikke har latt seg etterligne i laboratoriet.

Både p.g.a. økende pakningsgrad og avtakende innhold av rotkanaler vil en vente at de største forandringer i permeabiliteten skjer innenfor et meget begrenset dyp. De lave permeabilitetsverdiene som er funnet for den primære morenen skulle kunne tilsi at

perkolasjon ikke når særlig dypere enn nedre begrensning av jordsmonnet/rotsone når en vurderer den relativt korte tiden som er vanlig mellom begynnelsen av et intensivt regnvær og rasets utløsing.

FELTFORSØK

De permeabilitetsforsøk, som er utført i laboratoriet bygger på ideelle forutsetninger som homogenitet, laminær strømning ved full vannmetning osv. Det er helt klart at diss forutsetninger ikke er til stede ute i de naturlige skråningene, der innhold av gruslinser, sprekker, røtter og forskjellen mellom jordsmonn og primærmaterialet gir sterkt heterogene forhold. I tillegg vil vannbevegelsene stort sett foregå i umettet jord. For å få en bedre forståelse for strømningsforhold in situ er det utført enkle feltforsøk der en har prøvd å kartlegge veier og hastigheter for strømning parallelt skråninger. Vannet er tilført jorda på to måter:

1. Fylling av grøft.

2. Regnsimulering med enkel hagespreder.

Med regnsimulering har en forsøkt å etterligne korttidsnedbør med forskjellig intensitet og varighet for å finne en sammenheng mellom disse parametere og avrenningen.

Da metodikken for disse feltforsøkene ikke var prøvd på forhånd samt at en disponerte liten tid for selve forsøkene var de kvantitative resultater sparsomme. Det mest verdifulle utbyttet anses derfor å være observasjonene og erfaringene som ble gjort underveis.

Selve strømningsbildet for de to forsøkene var likt. Derfor omtales bare resultatene fra forsøk med regnsimulering her.

Ved forsøkene fikk vi ingen overflateavrenning, men derimot en relativt stor strømning parallelt skråningnen og innenfor rotsonen. I det følgende vil derfor avrenning bli brukt i betydning av vannstrømning i rotsonen.

Regnsimulering

Ved forsøkene ble det benyttet to typer av hagespredere. Intensitetene av "nedbøren" var begrenset til 10 og 20 mm/t ved at de to sprederne dekket arealer på henholdsvis 60 og 30 m^2 og pumpas kapasitet var konstant. Total nedbørmengde i løpet av ett forsøk ligger mellom 10 og 50 mm.

Registrering av avrenning ble foretatt i peilerør. Det ble brukt 2" plastrør med perforering i de nederste 25 - 30 cm. Rørene var plassert i forborede hull med diameter litt større enn rørdiameteren og dybder på 0,6 - 1 m.

Da peilerørene viste seg lite egnet for måling av avrenning, ble det på Vikhamar gravd 3 prøvebrønner i foten av skråningen. Brønnenes dybde var ca. 50 cm og øvrige mål 40 x 40 cm.

Regnvær med intensitet 10 mm/t og varighet 3 timer ga liten eller ingen avrenning, mens for intensitet 20 mm/t er det en markert avrenning for samme totale nedbørmengde. Dette resultatet skyldes sannsynligvis både økningen i jordas vanninnhold p.g.a. forutgående forsøk og dobling av intensiteten. Selv om det forut for forsøksserien hadde vært en god del regn som førte til relativt høyt vanninnhold i jorda, må en likevel kunne anta at intensitetsøkningen er hovedårsaken til den observerte forskjell i avrenning.

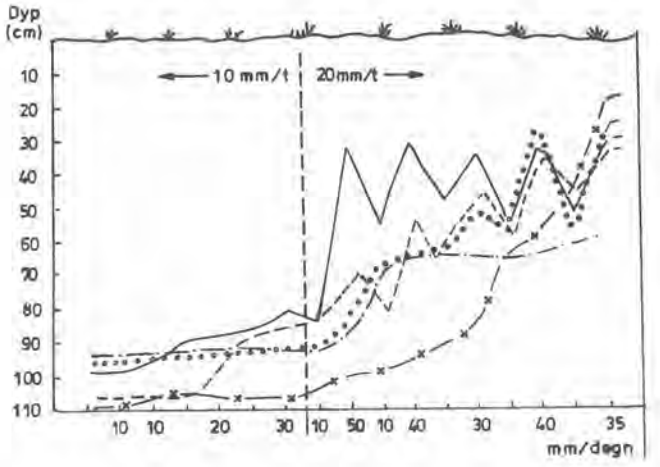


Fig. 22.11 Vanninnstrømning i peilerør ved intensiteter på 10 mm/t og 20 mm/t og varierende "nedbørmengde".

Fig. 22.11 viser også en markert svingning av vannstanden i rørene når denne når et bestemt nivå. Vannet stiger under vanningen til en maksimal høyde ca. 20 cm under markoverflata. Denne verdien er noenlunde lik for alle rør og samsvarer også med det som ble observert ved grøfteforsøket. Nivået synes ikke å synke særlig dypere enn ca. 50 cm under overflata, til tross for at forskjellen i tid for disse minimumspeilingene varierer fra ca. 12 til 60 timer regnet fra avsluttet forsøk. Det

viser at en også innenfor rotsonen finner markerte vertikale forandringer i permeabilitet og infiltrasjon.

Ved 40 mm total "nedbør" ga to av prøvebrønnene en maksimalt målt innstrømning på ca. 0,5 l/min. Strømningne skjedde hovedsakelig langs røtter og steiner innenfor en begrenset horisont 20 - 30 cm under overflata. Igjenrasinger gjorde at en ikke har fått registrert innstrømningen over lengre tid enn ca. 30 - 45 min. Innenfor dette tidsrommet var innstrømningen tilnærmet konstant.

Tilsynelatende permeabilitet beregnet ut fra observerte verdier og antagelser om konstant og laminær strømning samt anslått innstrømningsareal, var $4 \cdot 10^{-2}$ cm/s. Tilsvarende beregninger for observasjoner i peilerør ga verdier i området 10^{-3} - 10^{-2} cm/s. Imidlertid anses verdiene for rørene som mer usikre p.g.a. små innstrømningsareal. Hastigheten av vannfrontens utbredelse ble beregnet til ca. 0.2 cm/s.

UTLØSNINGSÅRSAKER

Ras og skred i bratte moreneskråninger oppstår ved stor oppbløting av de øverste jordlag. De har dermed en klar sammenheng med "ekstrem" nedbør eller unormalt stor vanntilførsel ved snøsmelting og teletining.

Tar vi imidlertid tiden siden siste istid i betraktning, må en vente at de "ekstreme" forholdene har inntruffet flere ganger uten at utrasinger på en gitt lokalitet har skjedd. De vannforhold som fører til utrasingen kan med andre ord ha vært minst like kritiske flere ganger tidligere. Ofte er det også vanskelig å finne en fornuftig forklaring på hvorfor et ras har gått på akkurat det bestemte stedet når forholdene på sidene er tilsynelatende helt like.

En kombinasjon av flere faktorer må derfor være til stede før stor oppbløting fører til den direkte utløsing av rasene.

Materialegenskaper

Den viktigste forutsetning for kritisk oppbløting ligger i selve sammensetningen av primærmaterialet i skråningen. Morene og lignende jordarter vil generelt ha såpass høyt finstoffinnhold at permeabiliteten i primærmaterialet er langt lavere enn i jordsmonnet der strukturen er åpen og rotintensiteten oftest stor. Infiltrasjon og avrenning konsentreres derfor innenfor topplaget som dermed lett får en høy oppbløting.

Stratigrafi

Morene inneholder ofte linser og lag av ensgradert materiale med sammensetning som kan variere fra finsand/silt til grus. Slike lag og linser er funnet på de fleste raslokaliteter. Disse lagene har lavere skjærfasthet sammenlignet med det øvrige materialet. De kan gi mulighet for rask poretrykksoppbygging samt danne bruddplan ved indre erosjon.

Styrkeegenskaper

Vanlig homogen og uforvitert morene vil i de fleste sammenhenger bli betraktet som et stabilitetsmessig lite problematisk materiale. Fordeling av rasdybder (fig. 22.4) viser at brudd stort sett oppstår innenfor jordsmonnet eller den øvre delen av primærmorenen. Jordsmonnet med sin åpne struktur og lave mekaniske styrke skiller seg klart ut fra underliggende masse. Den øvre del av primærmorenen er imidlertid vanskeligere å skille ut som en egen horisont, selv om en erfaringsmessig (fra f.eks. graving) vil finne en sone med løsere morene. Årlige fryse-/tine-prosesser gir en lavere pakningsgrad i forhold til underliggende og oftest sterkt konsoliderte masser.

Det som i første rekke hindrer en direkte erosjon i jordsmonnet er nettverket av røtter som vegetasjonen danner. Siden dybden av rotsonen hovedsakelig tilsvarer rasdybden, er det endelige brudd avhengig av bruddstyrken for dette "rotsoneteppet". I en artikkel av O'Loughlin (1974) er røttenes bruddstyrke forsøkt trukket inn i stabilitetsberegninger som såkalt tilsynelatende kohesjon. For barskog på morene oppgis verdier i området 1-4.4 kPa. Tilsvarende for oreskog på siltig jord er ifølge samme tabell 2-12 kPa.

Sprekker

Sprekker opptrer i leirholdig morene og er funnet på flere raslokaliteter (Vikhamar, Soknedal, Lom). De er ikke undersøkt i detalj, og vi kjenner lite til deres opprinnelse og utbredelse, men siden de også er funnet på steder der en ikke har hatt ras, antas de å være til stede forut for utrasingen og ikke dannet p.g.a. den. Av generelle trekk ved oppsprekningen kan nevnes:

1. Sprekkemønsteret er komplisert. Relativt plane sprekker er mest vanlig, men krumme finnes også. Det er mulig å antyde et rombisk oppsprekningsmønster i de flest tilfeller, der de mest markerte sprekkene har strøk parallelt skråningen og fall ca. 50 - 70° utover. Det andre sprekkesystemet har samme strøk, men har et fall på ca. 60 - 90°

innover. Dette systemet er imidlertid langt mindre markert og kan mangle helt.

2. Utholdenheten av sprekkene har vært vanskelig å fastslå, men synes å variere fra 20 - 30 cm til over 1 m.

3. Frekvensen varierer med avstanden fra overflata. Prøver fra Soknedal og Vikhamar viste en sprekkeavstand på 0,5 - 2 cm i dyp 70 - 110 cm, mens i dyp på 150 cm hadde avstanden økt til 2-10 cm. Er overflata uten jordsmonn, er frekvensen enda større. Fra en ravinedal i leirholdig morene i Lom fant vi tydelige sprekkesystem både parallelt hovedskråningen og parallelt ravineskråningen. De ytterste 10 cm var helt oppsmuldret, i neste 20 cm fantes 2 - 3 sprekker pr. cm og i de følgnede 30 cm var sprekkeavstanden 0,5 - 1 cm.

Sprekkene vil ha stor betydning for stabiliteten.

a) De gir mulighet for hurtig perkolasjon ned i primærmaterialet.

b) Skjærfastheten langs sprekkeplan er langt mindre enn i det kompakte materiale.

c) Ved at vannet lett perkolerer langs sprekkene, vil en få ytterligere reduksjon av skjærfastheten, samtidig som muligeten for hurtig poretrykksoppbygging er stor.

d) Sprekkene kan danne dreneringskanaler ned i linse eller lag av ensgradert materiale og derved danne en naturlig bruddsone.

Sprekker i morene er forholdsvis lite beskrevet i litteraturen, men i Skottland og Nord-England har en i forbindelse med skjæringer i morene hatt flere tilfeller av stabilitetsproblemer. Da disse utrasinger kan knyttes direkte til sprekkeplan, er det utført relativt omfattende studier av sprekkenes natur og innflytelse på skjærfastheten (McGrown, Saldivar-Sali og Radwan, 1974).

Gjennomsnittsverdier av skjærfasthet for intakt materiale bestemt ved vingebor, og skjærfasthet langs sprekk bestemt ved skjærboksforsøk angis til henholdsvis 550 kPa^2 og 59 kPa^2. Radwan (1974) viser i tillegg at skjærfastheten langs sprekk når fritt vann er tilgjengelig, er ca. halvparten av skjærfastheten på jordfuktig sprekk.

Vegetasjon

Foruten røttenes styrkebidrag som allerede er nevnt vil vegetasjonen gi en buffervirkning under intensive regnvær ved at mye av nedbøren hindres i å nå bakken samt at den ved vannopptak kan forhindre en kritisk oppbløting. Generelt synes skogkledte skråninger å være stabile når gjennomsnittlig helningsvinkel er mindre enn 30°, mens utrasinger i skråninger uten skog er relativt vanlige ned mot ca. 25°.

Morfologi

Det er tydelig sammenheng mellom visse morfologiske trekk og utrasinger.

a) Bare fjellsider fører til oppsamling av nedbør over et større areal. Nedenforliggende løsmasser er dermed meget utsatt for utrasinger. Typisk eksempel er Ulvådalen. Fra Bøverdalen og Leirdalen finnes eksempler der lignende forhold er knyttet til utrasinger. Da flere ras er utløst ved steinsprang, kan bratte fjellsider eller knauser der mulig utløsing av stein er til stede, være ugunstig selv om en her ikke har mulighet for oppsamling av vann. Strømqvist (1976) nevner forsenkninger og bassengformer i fjell som lokaliseringsfaktor for ras på Andøya.

b) Forsenkninger i løsmasser. Da avrenningen i jordsmonnet er stor, vil forsenkninger ha stor betydning for konsentrasjonen av vann. Imidlertid er ikke denne sammenhengen helt klar, fordi en i dypere forsenkninger ofte finner selve raset i siden og ikke i bunnen av forsenkningen. Rasmassene derimot følger til en stor grad disse forsenkningene og en får ras av type landlaup. Lokalisering av forsenkninger vil derfor være til stor hjelp ved vurdering av steder hvor rasmassene vil gjøre skade.

c) Spor av eldre utrasinger kommer til syne som forsenkninger eller ravineringer i skråningen. Er de ikke altfor gamle eller finnes de over tregrensa, er slike eldre utrasninger lette å oppdage. En har dermed en indikasjon på at området kan være rasaktivt. På de fleste raslokaliteter har det vært mulig enten å oppdage spor av eldre utrasinger eller få bekreftet ved samtale med lokalbefolkningen at det har gått ras i nærliggende områder.

Frost

Rasaktiviteten synes å være størst i mai og begynnelsen av juni. Telen må derfor i mange tilfeller forventes å spille en viktig rolle i forbindelse med rasutløsing. Overskuddsvann fra teletining og snøsmelting kombinert med tetting av porer ved islinser skaper meget ugunstige forhold stabilitetsmessig sett.

Nedbør

Til tross for den åpenlyse sammenheng mellom intensiv nedbør, sterk snøssmelting eller kombinasjonen av disse to faktorene og grunne bløtjordras og -skred, er detaljene i denne sammenheng vanskelig å dokumentere. Vi tenker her på hvilke intensiteter, nedbørsmengder og øvrige forhold som er nødvendige for å gi jorda en kritisk oppbløting.

Når vi i forbindelse med de undersøkte ras valgte å forkaste tanken om en sammenstilling av nedbørsdata fra de enkelte tilfeller, skyldes dette hovedsakelig følgende årsaker:

1. Flertallet av rasene var umulig å datere nøyaktig.

2. Nedbørstasjoner finnes unntaksvis i umiddelbar nærhet av rasene. For å unngå lokale variasjoner i nedbørmengden p.g.a. avstand og topografi, bør nedbørmålingene være foretatt på stedet.

3. Vanligvis oppgis bare døgnnedbør, mens en i forbindelse med rasene oftest er interessert i intensiv korttidsnedbør.

Jørstad har imidlertid samlet en del data i forbindelse med utrasinger som følge av kraftig regnvær over deler av Nordland og Troms i begynnelsen av oktober 1959.

I løpet av 3 døgn (5. - 7. oktober) kom det opptil 200 mm nedbør, hvilket representerer 15 - 22% av årsnedbøren i området. Dessuten hadde en på forhånd hatt rikelig nedbør, nærmere bestemt 140 - 150% av normalnedbøren i perioden januar - september.

Jørstad konkluderer med at det synes som om man fikk utløst ras der døgnnedbøren var over 10% av årsnormalen og samtidig over 90% av oktober-normalen. Der døgnnedbøren var 5 - 10% av årsnormalen og 40 - 90% av oktober-normalen, ser det ut til å ha vært områder både med og uten rasutløsning.

Ifølge muntlige opplysninger falt den overveiende del av den angitte døgnnedbøren i løpet av 3 - 4 timer.

De oppgitte prosenttall vil dermed kunne være representative for enkeltregnskyll med svært høy intensitet. I denne forbindelse kan det avslutningsvis være interessant å sammenligne de nevnte verdier med lignende tilfeller i tropiske strøk, nærmere bestemt Brasil. Guidicini og Iwasa (1977) gir i sin artikkel "Forsøksvis korrelasjon mellom regnvær og skred i fuktig tropisk miljø" følgende konklusjoner:

1. Ekstreme regnvær med nedbørmengde over 12% av gjennomsnittlig årsnedbør, kan øke vannmetningen i jord til et kritisk nivå og i de fleste tilfeller direkte utløse ras uavhengig av forutgående nedbørhistorie.

2. Intense regnvær med nedbør opp til 12% av gjennomsnittlig årsnedbør, som inntreffer i en periode hvor nedbøren ellers er høy, vil kunne gi "kritisk vannmetning" av jorda og føre til massebevegelser p.g.a. den høye vannledningsevnen i jorda.

3. Intense regnvær med samme karakteristikk som ovenfor og som inntreffer i perioder med lite regn, vil vanligvis ikke føre til rasutvikling p.g.a. den lave permeabiliteten i jorda.

4. Uten intense regnvær (over 8% av årsmiddelen) i en regnværsperiode, vil den gradvise økning i vannmetningsgraden i jorda aldri nå det punkt hvor den må betraktes som kritisk. Dette uansett hvor intens regnværsperioden for øvrig måtte være.

Til tross for det relativt beskjedne omfang av våre undersøkelser kom betydningen av intensiteten til uttrykk ved at 10 mm/t ga liten eller ingen avrenning, mens en dobling av intensiteten ga relativt kraftig avrenning. Japanerne Onedero, Yoshinaka og Kazama (1974) har ved sammenstilling av nedbørdata ved landlauptilfeller funnet at utrasinger inntreffer når gjennomsnittsintensiteten overstiger 5 - 6 mm/t og maksimal intensitet i regnværet er over 20 mm/t. Nedbørmengde og normalnedbør er imidlertid ikke omtalt slik at en sammenligning med de tidligere omtalte prosentverdier kan ikke gjøres.

LITTERATURREFERANSER

BAKKEHØI, S. (1979): "Ekstreme værsituasjoner som fører til skred". NIF-kurs: Skredfare og arealplanlegging, Lofthus, Hardanger, s. 10.0 - 10.20

GUIDICINI, G. & WASA, O.Y. (1977): "Tentative Correlation between Rainfall and Landslides in a Humid Tropical Environment." Bull. IAEG No. 16, Krefeld, s. 13 - 20.

HESTNES, E. (1979): "Hvilke skredtyper må planleggerne ta hensyn til?" NIF-kurs: Skredfare og arealplanlegging, Lofthus, Hardanger, s. 1.1 - 1.30.

JØRSTAD, F.A. & LIED, K. (1978): "Skred og skredfare." NGI-publ. nr. 122, Oslo, s. 45 - 50.

McGOWN, A. & RADWAN, A.M. (1976): "The Influence of Systematic Fissuring on the Stability of Slopes in Glacial Till." 6th Eur. Conf. Soil. Mech. Found. Eng., Vol. 1.1., Wien, s. 67 - 70.

McGOWN, A., SALDIVAR-SALI, A. & RADWAN, A.M. (1974): "Fissure Patterns and Slope Failures in Till at Hurlford, Ayrshire." Quar. Jour. Eng. Geol., Vol. 7, England, s. 1 - 26.

O'LOUGHLIN, C. (1974): "The Effect of Timber Removal on the Stability of Forrest Soils." Jour. of Hydrology, Vol. 13, No. 2, New Zealand.

ONODERA, T., YOSHINAKA, R. & KAZAMA, H. (1974): "Slope Failures caused by Heavy Rainfall in Japan." Proc. 2nd Int. Congr. IAEG, Sao Paulo, V 11.1 - 11.10.

RAPP, A. (1963): "The Debris Slides at Ulvådal, Western Norway, an Example of Catastrophic Slope Processes in Scandinavia." Nachrichten der Akademie der Wissenschaft in Gottingen. II. Mathematisch-Physikalische Klasse nr. 13 (Gottingen).

SEYFFARTH, B. (1960): "Fjellsiden som raknet." Artikkel i Aftenposten (søndagssidene) 5.11.1960, Oslo.

STRØMQVIST, L. (1976): "Massrørelser initierade av extremnederbord - Ett exempel från Andøya i Nord-Norge." Norsk Geogr. Tidsskr. Bd. 30, H. 2, s. 41 - 50.

TUNNEL I SVAKE BERGARTER I WARANGOI, NEW GUINEA

Tunnel in weak rock in Warangoi, New Guinea

Dr.ing. Bjørn Buen, Ingeniør A B. Berdal A/S

Siv.ing. Sverre Barlindhaug, NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A/S

SAMMENDRAG

En 7 km lang tilløpstunnel til et kraftverk er bygget i ung silt- og leirstein med lag av sandstein og konglomerat. Bergartenes enaksede trykkfasthet ligger i området 1-5 Mpa. Tunnelen ble utgravet under beskyttelse av et sirkulært skjold og utforet med betongelementer til indre diameter 4,25 m. Den gjennomsnittlige inndrift var ca. 3,0 m pr. skift. Problemer under bygging oppsto særlig i løs sandstein og konglomerat i forbindelse med vannlekkasje.
Maksimalt vanntrykk i tunnelen er ca. 50 m. Den målte utlekkasje fra tunnelen var ved dette trykk ca. 0,3 $m3s^{-1}$, av størrelsesorden som beregnet på forhånd og dermed akseptabelt.

SUMMARY

A 7 km long headrace tunnel for a hydropower plant has been built in young silt- and mudstone interbedded with sandstone and conglomerate. Yypical uniaxial compressive strength was in the range 1-5 Mpa. The tunnel was excavated with a backhoe situated in a circular shield. The tunnel was lined with concrete elements to a final diameter of 4,25 m. The average production was 3,0 m per shift. Some stability problems occured when water was encountered in connection with loose sandstones and conglomerates. Maximum water pressure in the tunnel is appr. 50 m. The measured leakage at this pressure was measured to less than 0,3 $m3s^{-1}$ which is in the order of magnitud expected.

Innledning

I 1977 fikk Norconsult A.S i oppdrag av Electrical Commission of Papua New Guinea å starte prosjekteringen av et kraftverk i Warangoi på øye New Britain.

Klimaet på New Britain er fuktig, og middeldagtemperaturen ligger på ca. 30^{o} med en svingning på ca. $1^{o}C$ over årstidene. Vegetasjonen er tropisk regnskog.

Kraftverket, et elvekraftverk, utnytter et fall på ca. 50 m over en strekning på ca. 7 km. Den installerte effekt er 10 MW fordelt på 2 aggregater. Kraftverket består av inntak, ca. 7 km tilløpstunnel, kraftstasjon i dagen og en 0,6 km lang avløpskanal.

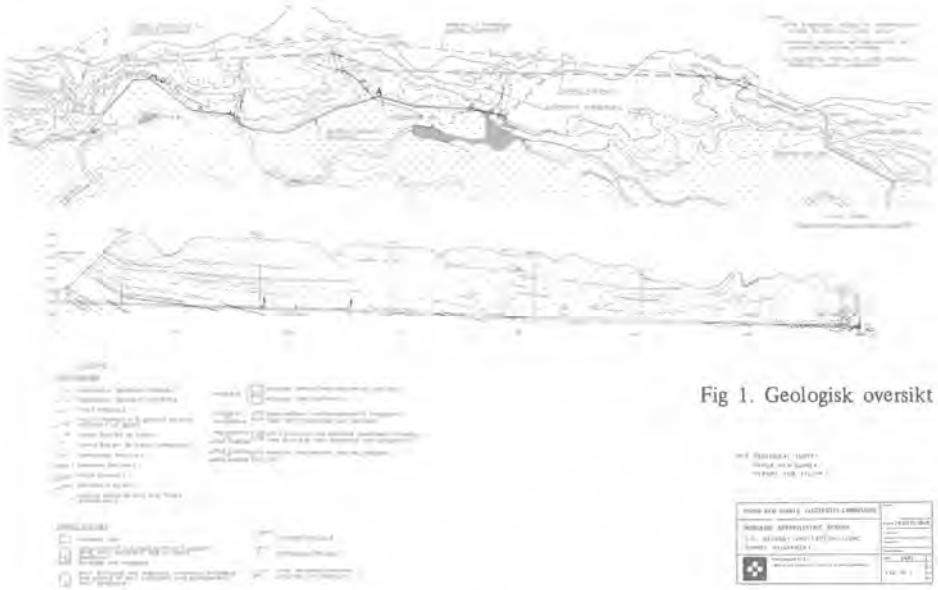


Fig 1. Geologisk oversikt

På grunn av stor sedimenttransport under flom er det ikke bygget noe inntaksmagasin, og inntaket er gitt en spesiell utforming for at sedimenter ikke skal trekkes inn i tunnelen.

Geologi

Papua New Guinea inngår i "The Ring of Fire", ringen av aktive vulkaner rundt Stillehavet. Nærmeste aktive vulkan ligger ca. 30 km fra kraftverket. Aktiviteten i området skyldes en komplisert platetektonikk. Tre plater kolliderer i området, og New Britain ligger på kanten av en av disse. Dette fører til at det i tillegg til vulkanisme er hyppige jordskjelv. I perioden 1960-75 ble det registrert 148 skjelv med styrke over 5,0 på Richters skala innen en radius av 100 km fra anlegget.

Det regnes med at anlegget vil utsettes for rystelser på 0,35 g og at gjentaksperioden er mindre enn 20 år. Anlegget er blitt dimensjonert for denne belastningen. I byggeperioden har det forekommet en rekke jordskjelv, det kraftigste i mars 1983. Det regnes med at dette ga en akselleråsjon på 0,1 g. Det ble ikke observert noen skader på konstruksjoner, men riss ble synlig i ledd som var beregnet til å ta deformasjon.

Bergartene i anleggsområdet består av sedimenter fra Pliocene, Miocene og Holecene. Diagenesegraden er lav slik at det kan være et noe spissfinding definisjonsspørsmål om det dreier seg om bløte bergarter eller harde jordarter.

Silt- og leirstein er hovedbergarten, mens sandstein og konglomerater forekommer som lag og linser. I silt- og leirsteiner inngår en stor del vulkansk aske. Sandstein og konglomerat har sitt utgangspunkt i basiske eruptivbergarter.

Den enaksede trykkfasthet til silt og leirstein ble målt til 1-2 Mpa. Kohesjon ble målt til ca. 0,4 Mpa og friksjon ca. 20^{o}. Det var ikke mulig å få representative prøver fra sandstein og konglomerat. Feltindeks for bergartsstyrke indikerte at den typiske fastheten ville ligge i området 1-5 Mpa, men at enkelte områder med fasthet opp mot 10 Mpa ville opptre. Bollene i konglomeratet hadde en langt høyere fasthet der forvitringsgraden var lav, men matriksen var svak.

Mineralogiske analyser viste at leir- og siltsteinen inneholdt smektitt i mengder opp til 10-15 volumprosent.

Fjellet var forvitret. De øverste 5-10 meter var omdannet til leirrik jord. Under dette nivå ble fjellet gradvis friskere ned til grunnvannsnivå. Under grunnvannsnivå var det i regelen friskt fjell.

Tunnelmetode

Bergartene langs tunnelen viste at en form for utforing ville være nødvendig i hele tunnelens lengde. Den lave trykkfasthet kombinert med overlagring av størrelsesorden 100 m gjorde at avskalling og plastisk deformasjon var ventet i tunnelen. Likedan ble det antatt at svelling og svelletrykk ville oppstå på grunn av smektittinnholdet i bergartene. Lag av løs sand og konglomerat alene og i kombinasjon med vanninnbrudd var også ventet.

Valg av tunnelmetode sto i prinsipp mellom en som var fleksibel i den forstand at den kunne tilpasses de sterkt varierende forhold og en metode med valgt fast utforming.

Ved utforing tilpasset bergartsforholdene var det forutsatt brukt innstøpte bolter, armert og uarmert sprøytebetong, forbolting, stålbuer og full utstøpning. Sonderboring og injeksjon var forutsatt for å kontrollere vann. Konvergensmålinger var forutsatt for å tilpasse utforingen til belastningen.

Metoden med fast valgt utforing ville måtte dimensjoneres etter maksimal mulig belastning. Fordelen med denne metoden er at den er systematisk og ikke setter store krav til vurdering av grunnforholdene.

Ved innhenting av anbud var alternativet med varierende utforing hovedalternativ, men det ble invitert til å gi tilbud på alternativet med fast utforing.

Arbeidsfellesskapet Downer - Kier, førstnevnte fra New Zealand den andre fra England, ga det klart laveste tilbud basert på sirkulær tunnel utforet med betongelementer.

En bakgraver plassert inne i et stålskjold med diameter 4,75 meter sørget for utgraving. Bakgraveren kunne rotere 400^{g} rundt horisontalaksen, og massene ble ført bakover på båndtransportør og tømt i vagger. Skjoldet ble presset frem av hydrauliske jekker som spente mot ferdig utforing.

Utforingen besto av 8 elementer pluss låsestykke. Elementtykkelsen var 0,25 m, bredden 1,00 m, se fig. 2.

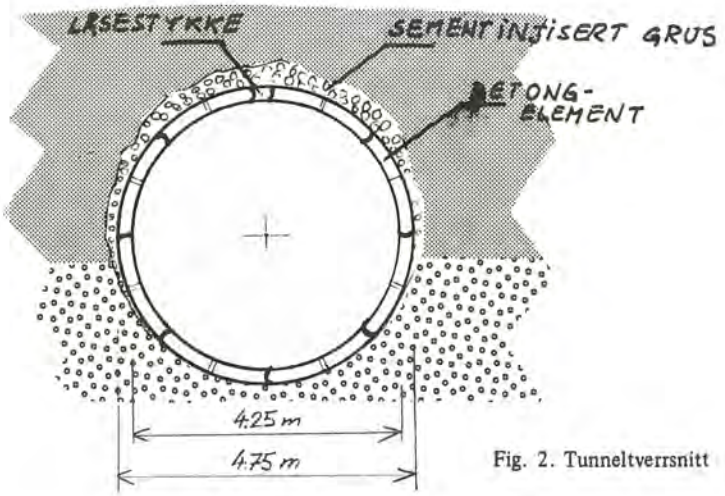


Fig. 2. Tunneltverrsnitt

Elementene ble produsert på stedet. De var dobbeltarmert og utført i betongkvalitet C-45.

Ferdig tunnel hadde tverrsnitt 14,2 m2. Hulrommet mellom betongutforing og fjell ble fylt med ensgradert grus og injisert med sement gjennom hull i hvert element.

For dimensjonering av tunnelutforing finnes en rekke metoder. I G.S. Etahid og M. E. Hammad (1978) er det gjennomgått 8 forskjellige metoder. Metodene baserer seg på at forskjell i vertikal og horisontaltrykk setter opp momentkrefter som er dimensjonerende last i utforingen. Ingen av metodene tar hensyn til grunnens bæreevne, og alle gir forskjellig svar.

En metode utarbeidet av G. Feder (1978) tar hensyn til grunnens bæreevne og synes derfor noe mer realistisk.

Utforingen ble kontrollert etter flere av disse metodene og funnet å være tilfredsstillende. Det synes allikevel klart at det er en avstand mellom teori og praksis slik at en nøktern ingeniørmessig vurdering av resultatet er absolutt nødvendig.

Tunnelbygging

Tunnelarbeidene ble påbegynt i desember 1981. Det ble drevet både fra inntakssiden og fra stasjonssiden, og gjennomslag fant sted i juli 1983. Den gjennomsnittlige produksjonen hadde da vært ca. 3,0 meter pr. stuff og skift mens toppytelsen lå på mer enn det dobbelte.

Tunneldrift i silt- og leirstein bød ikke på spesielle problemer. Stabiliteten var god, massene var lett gravbare, og det var ikke vannproblemer.

I sandstein og konlomerat var det derimot ofte problemer med stabilitet og vann. Enkelte partier med store boller i konglomeratlagene ga også problemer med graving og utlasting, og de største blokkene måtte sprenges.

Stabilitetsproblemer oppsto vesentlig i løse lag i sandstein og konglomerat i forbindelse med vann og i enkelte mindre svakhetssoner. For å stabilisere stuffen i slike situasjoner, ble hydraulisk drevne brystningsplater presset mot denne.

Nedfallet vanskeliggjorde bakfylling av elementene med grus og førte stedvis til stort sementforbruk til injeksjon. De største problemene kom imidlertid i de tilfeller der vannet vasket inn løsmasser slik at både graving og transport ble vanskeliggjort. Det viste seg nødvendig å gjøre endringer med utstyret, bl.a. skifte fra transportør av gummi til en av stål.

Injeksjon for å redusere vannproblemene ble ikke benyttet, da det som en regel viste seg at det var lokale grunnvannsbassenger som tømtes slik at vannmengden avtok. Ved avslutning av tunnelarbeidene ble det pumpet ca. 30 ls^{-1} fra inntakssiden mens det fra stasjonssiden drenertes ut ca. 40 ls^{-1}. Enkelte av de større lekkasjesonene nær stasjonsområdet var da etterinjisert for å redusere utlekkasje fra tunnelen under drift.

Erfaringen fra tunneldrivingen tilsier at metoden var egnet og under forhold som beskrevet sannsynligiv både raskere og billigere enn en tunnel med variabel tilpasset sikring. En annen fordel er at for den brukte tunnelmetoden gir endringer i grunnforholdene svært små kostnadsmessige utslag.

Tilløpstunnelen som trykktunnel

Tunnelutforingen som ble brukt er ikke tett, vann lekket inn i den tømte tunnelen og ville lekke ut av en fylt tunnel.
Ut fra en antatt permeabilitet $K=10^{-3}$ ms^{-1} og at vanntrykket i tunnelen ville være større enn grunnvannstrykket på den nedre halvdelen av tunnelen, ble det anslått en lekkasje under drift på 0,25 til 0,5 $m3s^{-1}$.

Fyllingen av tunnelen foregikk i 5 trinn hvert på 1 døgn med innlagt lekkasjemåling. Målingene viste et normalt mønster med høy innlekkasje i starten og en stadig avtagende lekkasje med tiden ettersom tidligere drenerte områder ble fylt med vann. En måling foretatt 1 døgn etter oppfylling til fullt vanntrykk, ga utlekkasje beregnet til 0,26 $m3s^{-1}$. Det ble ikke funnet indikasjoner i terrenget på at denne lekkasjen forekom konsentrert.

En tunnelstrekning på 75 m fra start av stålforing ble injisert systematisk med sement og med kjemisk injeksjonsmiddel for å redusere utlekkasje. Kjemisk injeksjonsmiddel ble brukt i en skjerm der stålforingen begynte og 16 drenshull med lengde opp til 20 m sørget for nedbygging av vanntrykk bak denne skjermen. Registrert lekkasje i konusområdet var 2-3 $1s^{-1}$.

Kraftverket ventes å komme i normal drift ved årsskiftet 83/84. En foreløpig konklusjon er at bygging av en 7 km lang tunnel i svake og unge bergarter var svært vellykket. Videre synes en trykktrunnel som har permeabel utforing å fungere tilfredsstillende også i unge og svake bergarter.

Litteraturreferanser

Ebaid, G. S. og Hammad M. E.: "Aspects of circular tunnel design"
Tunnels and Tunneling July 1978.

Seeber, G.: "Zur Tunnelberechnung in druckhaften Gebirge"
Rock Mechanics Supl. 6, 1978.

FINITA ELEMENTMETODEN - ETT HJÄLPMEDEL I PRAKTISK BERGMEKANIK

Finite Element Method - A tool for applied rock mechanics

Teknisk Dr Torgny Borg, avd för bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå, Sverige

Diplom Ing Norbert Krauland, Boliden Mineral AB, Sverige

SAMMANFATTNING

Som en följd av igensättningsbrytning uppstår succesivt ökade belastningar i taken på brytningsrummen. Syftet med det här redovisade arbetet är att bestämma vid vilka brytningsstadier som dessa belastningar överstiger kritiska värden. Prognosen är upprättad för Näslidengruvan, belägen i norra Sverige. Vi har använt finita elementmetoden och ett elastiskt modellantagande till att beräkna spänningar och töjningar som uppstår runt rummen till följd av brytningen. Ett töjningskriterie har använts som brottvillkor. Observationer av brott i gruvan har utnyttjats till att bestämma kritiska brottstadier. Speciellt har vi använt erfarenheterna från ett brytningsrum till att kvantifiera brottvillkoret. Resultaten som erhållits med den elastiska modellen och töjningskriteriet, jämförs mot de data som erhållits vid gruvan. Prognoser av brott i berg kan användas till att bestämma när bergförstärkning behövs eller när det är lämpligt att förändra brytningsmetod.

SUMMARY

Continous cut and fill mining will cause increased loading of the roof of the stopes in mining operations. The aim of the present work is to predict what mining levels will induce critically large loads in the roof of the stopes of the Näsliden mine, in Northern Sweden. The quasi-static elastic response of rock masses in the Näsliden mine is predicted in

terms of the stresses and strains induced by mining operations, by using the Finite Element Method. Critical stages in the development of failures are identified and defined from observations in the mine. In-situ observations are also taken from a selected reference stope in the mine, at certain selected stages in a sequence of mining operations. An extension strain criterion is used in our calculations. From our calculations, and the observations from the reference stope, critical levels of mining, for all stopes in the mine, are identified. The results obtained with the elastic model and the extension strain criterion are compared with data obtained from the mine. Quantitative prediction of rock failure can be used to determine when rock support is needed or when changes in mining methods should be adapted.

INTRODUKTION

Näslidenprojektet består av framtagning av en matematisk modell av Näslidengruvan och jämförelser mellan modellen och gruvans bergmekaniska reaktioner till följd av brytningen. Syftet var att studera lämplighet och tillförlitlighet av matematiska modeller, som planeringsinstrument i praktisk gruvdrift och anläggningsverksamhet, särskilt igensättningsbrytning. Arbetet med framtagning och uttestning av Finita Elementmodellerna pågick mellan åren 1975 till 1980 och avrapporterades, dels vid konferensen Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining, Stephansson och Jones, 1981, som hölls vid Tekniska Högskolan i Luleå, juni 1980, dels vid Svenska bergmekanikdagen 1981, Krauland och Stephansson, 1981. I detta föredrag kommer vi att orientera om omfattningen av det arbete som utförts för att testa ut modellerna av Näslidengruvan och därefter beskriva hur den uttestade modellen använts till att upprätta en stabilitetsprognos av Näslidengruvan, Borg, 1983.

BRYTNINGSMETOD VID NÄSLIDENGRUVAN

Utvinning av högvärdiga malmer från små, mestadels brant-

stående malmkroppar medför:

- höga investeringskostnader per ton brytningskapacitet
- stora kostnader för malmtransporten till centrala anrikningsverk
- höga anrikningskostnader för komplexa sulfidmalmer

Det är därför nödvändigt att använda en brytningsmetod som medger en hög utvinningsgrad av malmen och låg gråbergsinblandning (utspädning av malmen genom ofyndigt sidoberg). Igensättningsbrytningen uppfyller dessa krav.

Förläggning av malmstörtschakten i liggväggen utanför malmkroppen och nära rampen ökar deras livslängd, vilket medger större höjd på brytningsetagerna. Igensättningsbrytning innebär att man bryter malmen i 3 - 7 m höga, horisontella skivor. Hålrummet som därigenom uppstår återfylls, vanligen med anrikningssand, se Fig. 24.1. Efter återfyllningen börjar uttag av nästa malmskiva. Fyllen har funktionen av arbetsplattform och stöd till det omgivande berget. Vanligen börjar man brytningen på flera nivåer samtidigt för att erhålla tillräcklig brytningskapacitet.

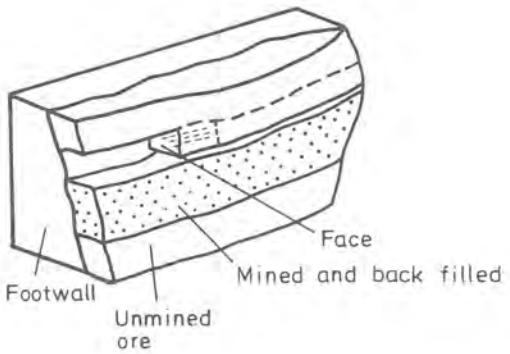


Fig. 24.1 Horisontell igensättningsbrytning.

PROJEKTPLAN FÖR NÄSLIDENPROJEKTET

Mål

Målen för Näslidenprojektet är:

- att ge svar på frågan i vilken grad bergmekaniska beräk-

ningsmetoder, och då främst FEM, kan användas som planeringsinstrument i praktisk gruv- och anläggningsverksamhet
- att utveckla en metod för igensättningsbrytning, som möjliggör en prognos av framtida brytningsförhållanden och att kvantifiera effekten av olika stabiliseringsåtgärder
- att efter viss modifiering tillämpa methoden på andra gruvor samt anläggningar

Metoden

Som metod valdes att upprätta en FEM-modell av Näslidengruvan. Modellen baseras på ingångsdata som beskriver bergets och fyllens egenskaper, spänningstillståndet i gruvans omgivning samt brytningsgeometri och brytningsföljd. Modellens reaktioner i form av deformationer har jämförts med motsvarande i gruvan uppmätta deformationer, Krauland, 1975.

Strukturering

Projektet planerades i fem steg som framgår av Fig. 24.2. Efter varje steg var en beslutspunkt inlagd. De uppnådda resultaten analyserades och beslut togs om det fortsatta arbetet. Att avbryta projektet fanns med som ett beslutsalternativ efter varje steg.

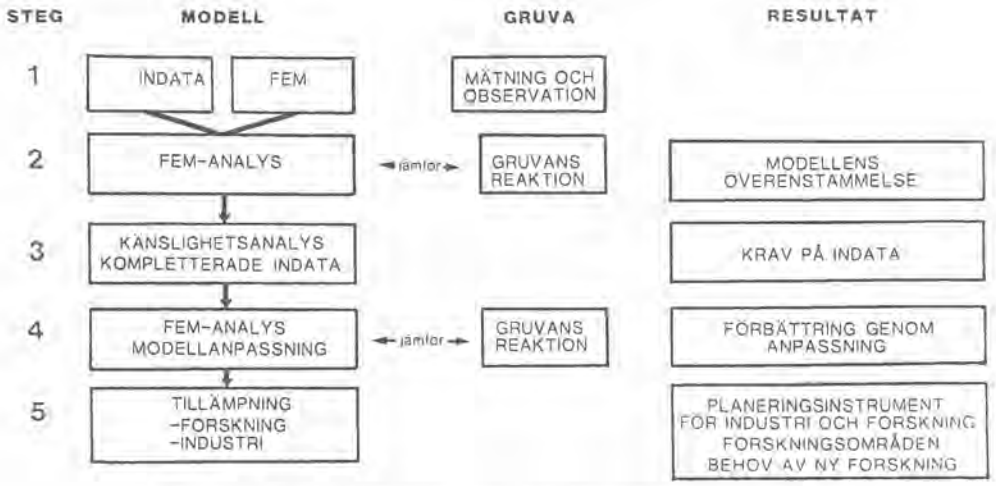


Fig. 24.2 Strukturering av Näslidenprojektet.

Steg 1 - 4 innehöll metodutveckling och har genomförts, Stephansson och Jones, 1981, och Krauland och Stephansson, 1981. Vi arbetar nu med steg 5 i projektet, då våra erhållna kunskaper skall tillämpas. I denna artikel ger vi ett exempel på detta arbete.

STABILITETSPROGNOS FÖR NÄSLIDENGRUVAN

Stabilitetsproblem som uppstår vid utbrytning av malm i brantstående malmkroppar illustreras i Fig. 24.3. Figuren redovisar en följd av brytningssekvenser, där den utbrutna malmvolymen, markerad med prickar, succesivt ökar från sekvens A till E. Utbrytningen av malm leder till att belastningarna i kvarvarande malm succesivt ökar. När belastningsnivån når bergets hållfasthet börjar tak och sidoberg att spricka upp. Vid ytterligare ökade belastningar uppstår ras. Målet med stabilitetsprognosen är; att kvantifiera när brottstadier uppträder på brytningsrummen i Näslidengruvan.

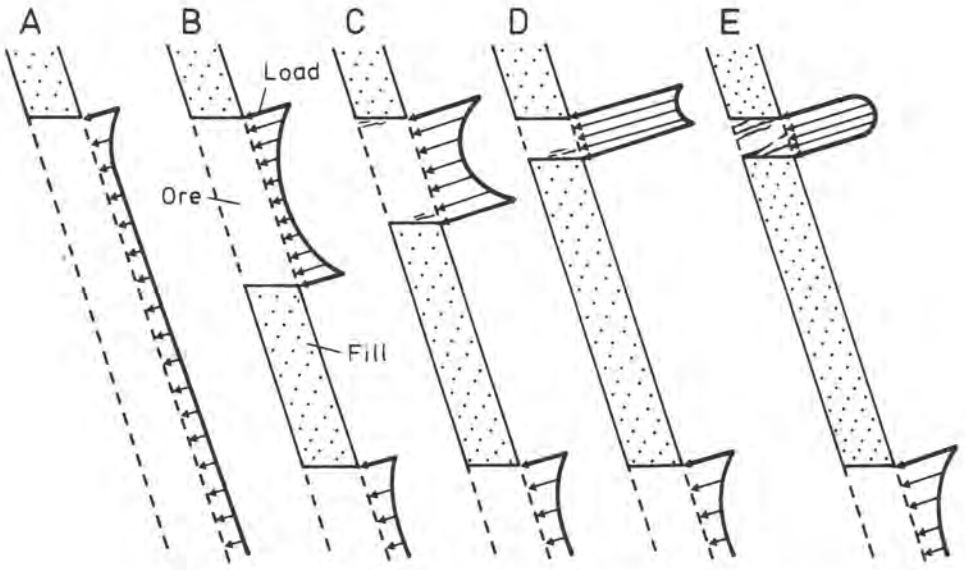


Fig. 24.3 Belastningsökning till följd av igensättningsbrytning.

Geometri

Brytningsrummens geometri redovisas i Fig. 24.4. Idag utgör -460 m den djupaste brytningsnivån, och man driver en ramp för att öppna rum 5 och 6. Sulan på rum 6 är planerad till nivå -582 m under markytan. Fig. 24.4 redovisar dagsläget, där de igenfyllda, utbrutna delarna är markerade med prickar. Malmen beräknas vara slutbruten år 1989 - 1990.

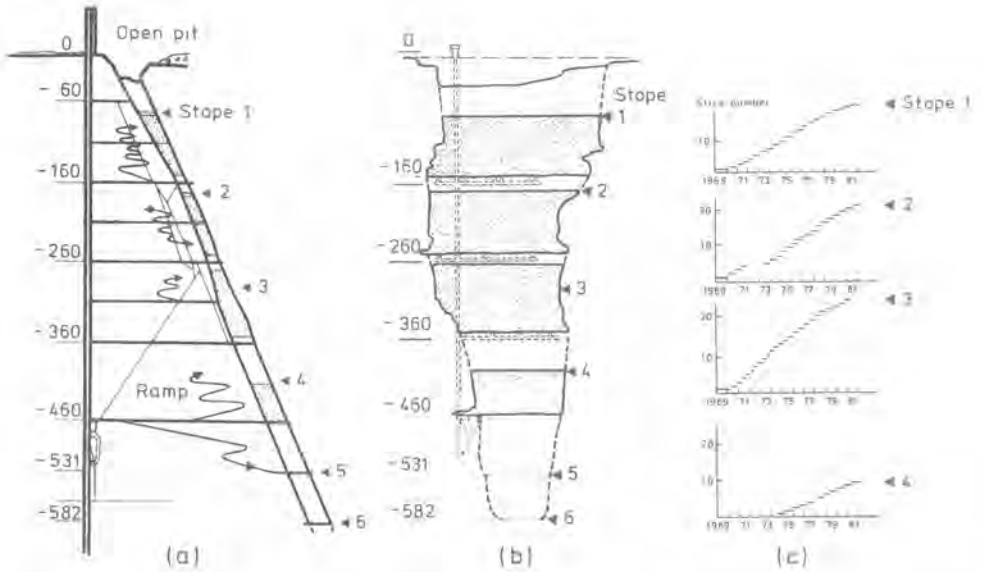


Fig. 24.4 Näslidengruvan. a) tvärsektion, b) sektion parallell med malmens strykning, c) brytningsföljd.

Elastisk modell

För att beräkna ökningen av belastningarna som följd av brytningen har vi använt en elastisk modell. I Fig. 24.5 redovisas prognosmodellen som skiljer sig från de tidigare modellerna av Näslidengruvan genom att modellens storlek har ökat. Detta för att tillåta simulering av rum 5 och 6. För övrigt har vi använt de värden på spänningsfält och materialdata som bestämts i Näslidenprojektet.

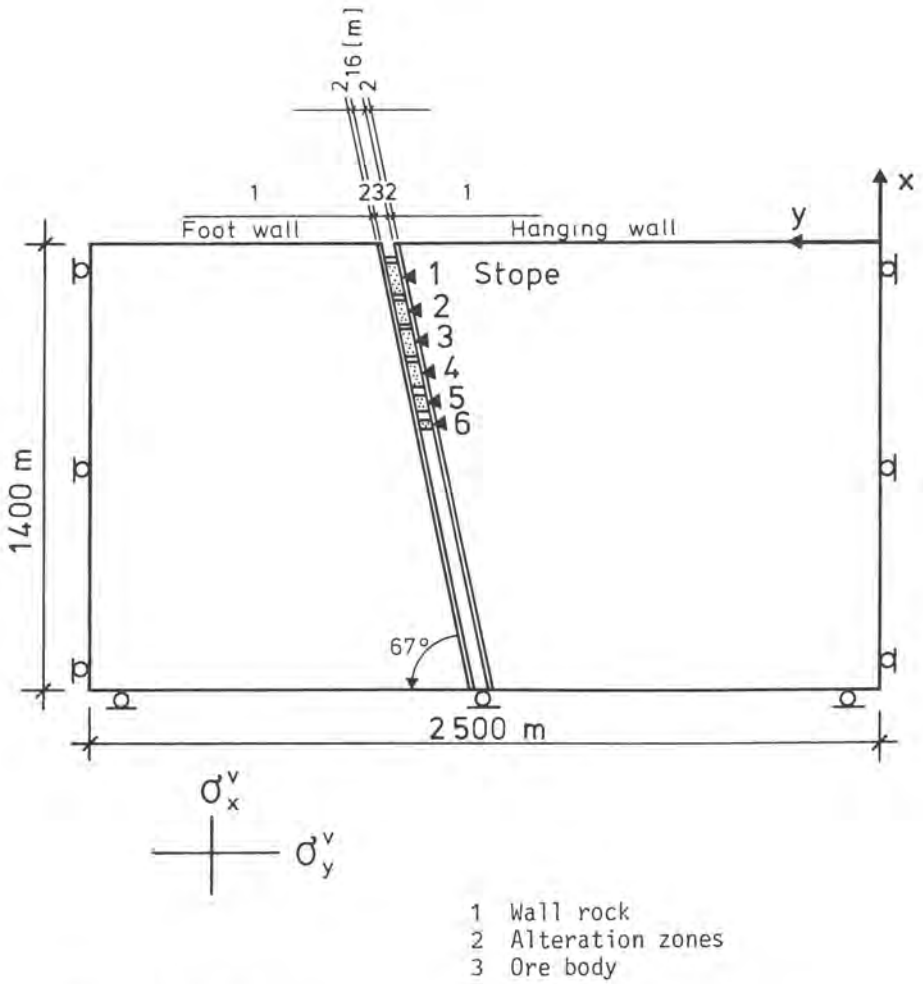


Fig. 24.5 Finit element modell av Näslidengruvan.

Beräkningssekvenser

Med den linjärelastiska modellen beräknade vi belastningarna vid ett antal tidpunkter. Sekvens 1, 2 och 3 utgör historiska brytningssituationer och har valts för jämförelser med observationer i gruvan. Sekvens 4, 5 och 6 representerar framtida brytningssituationer, vilka använts till prognosen, Fig. 24.6.

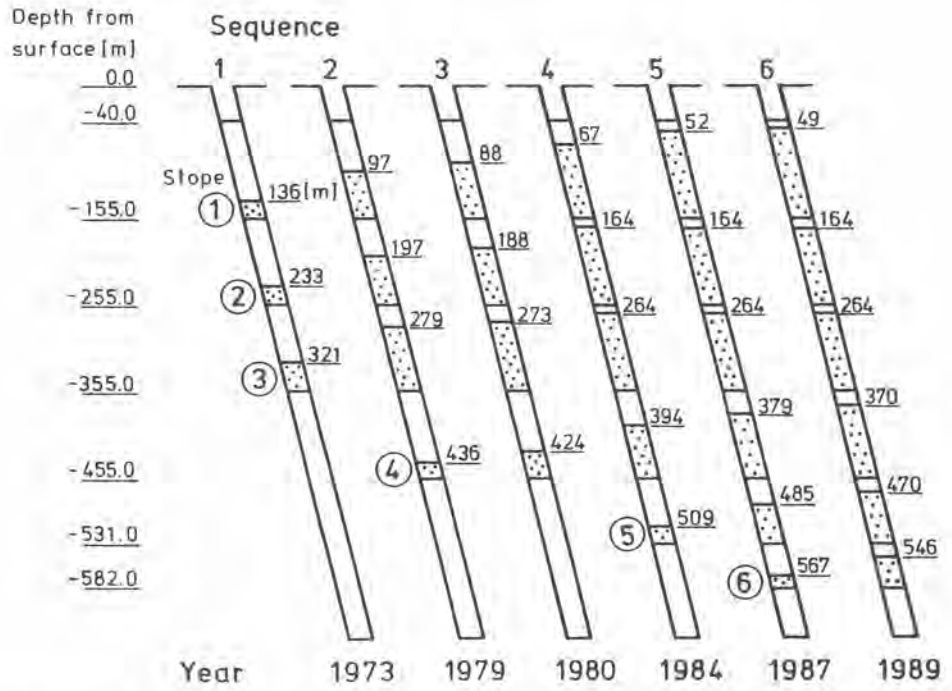


Fig. 24.6 Beräknade brytningskonfigurationer med finita elementmodellen.

Brottkriterie

För att förutsäga kritiska brytningssituationer behöver vi ett brottkriterium, som visas i Fig. 24.7. Kriteriet förutsätter att bergmassan vid belastningen spricker upp på grund av extensionstöjningar. Den obelastade kroppen till vänster i Fig. 24.7 belastas med tryckspänningarna σ_1 och σ_3. Belastningen ger upphov till kompressionstöjningar, ε_1, parallella med σ_1 och extensionstöjningar, ε_3, parallella med σ_3-riktningen.

När extensionstöjningarna överskrider kritiska värden spricker bergmassan upp vinkelrätt mot riktningen av ε_3-töjningen.

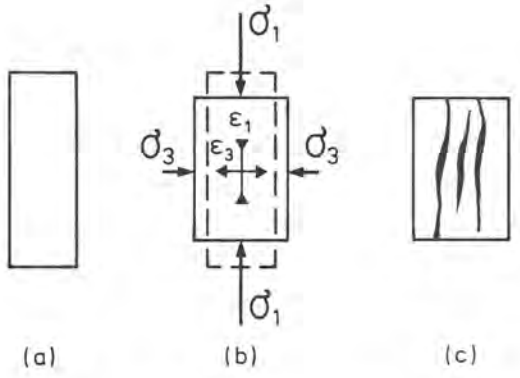


Fig.24.7 Töjningskriterie. Efter Stacey, 1981. a) obelastat tillstånd, b) extensionstöjningar, ε_3, som orsakats av axiella och laterala tryckspänningar, c) extensionssprickor.

Kalibrering av modellen

För en stabilitetsprognos krävs förutom en prognos av första uppträdandet av brott, en prognos av mer avancerade brottstadier, där väsentliga svårigheter och hinder för fortsatt brytning uppträder. Detta är skälet till att vi kalibrerat vår modell mot brottobservationer i gruvan.

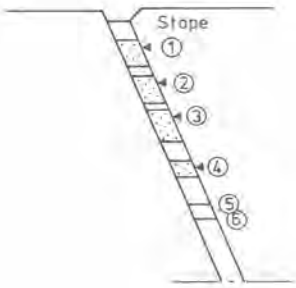
I Fig. 24.8 redovisas när väsentliga brottstadier har inträffat i rum 3. På den vertikala axeln kan man avläsa vid vilken höjd i brytningsrummet som brott uppstår. Den horisontella axeln anger hur djupt under marknivån som rummets sula är belägen, det vill säga för rum 3 är djupet 350 m. Höjden på stapeln i Fig. 24.8 motsvarar höjden H_3, på brytningsetagen för rum 3, vilken är 100 m.

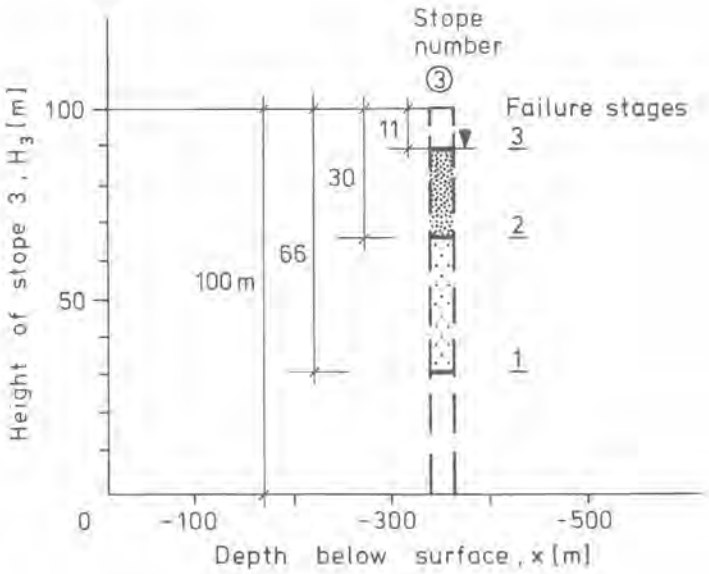
Brottstadie 1 karaktäriseras av uppsprickning i rumstak och i sidoväggar. Detta stadium inträffade då kvarvarande malmens höjd var 66 m.

Brottstadie 2 karaktäriseras av att takuppsprickningen övergått till takras. Detta inträffade då den kvarvarande malmens höjd var 30 m.

Brottstadie 3 definierar stadiet då stabilitetsförhållandena i rummet ledde till att brytningen upphörde. Detta in-

träffade då kvarvarande malmens höjd var 11 m.





LEGEND

1 Roof level at onset of brittle fracture
2 Roof level at onset of rock fall
3 Roof level at ultimate roof failure
▼ Termination of cut and fill mining
Failures occurring between failure stages 2 and 3
Failures occurring between failure stages 1 and 2

Fig. 24.8 Brottstadier för rum 3 i Näslidengruvan.

Illustration av takras i rum 3

Förhållandena i brytningsrum 3 vid avstängningen av rummet illustreras i Fig. 24.9. I den undre delen av figuren anges en plansektion av rum 3. Rasområdena markeras med snedstreck. Sektion I-I är en tvärsektion genom rummet och II-II är en sektion längs med det utbrutna rummet. Fyllnadsmaterialet markeras med prickar.

Ras inträffade i brytningsfronten, illustrerat i sektion II-II, samt i taket bakom fronten, i tidigare skrotade och bultförstärkta delar.

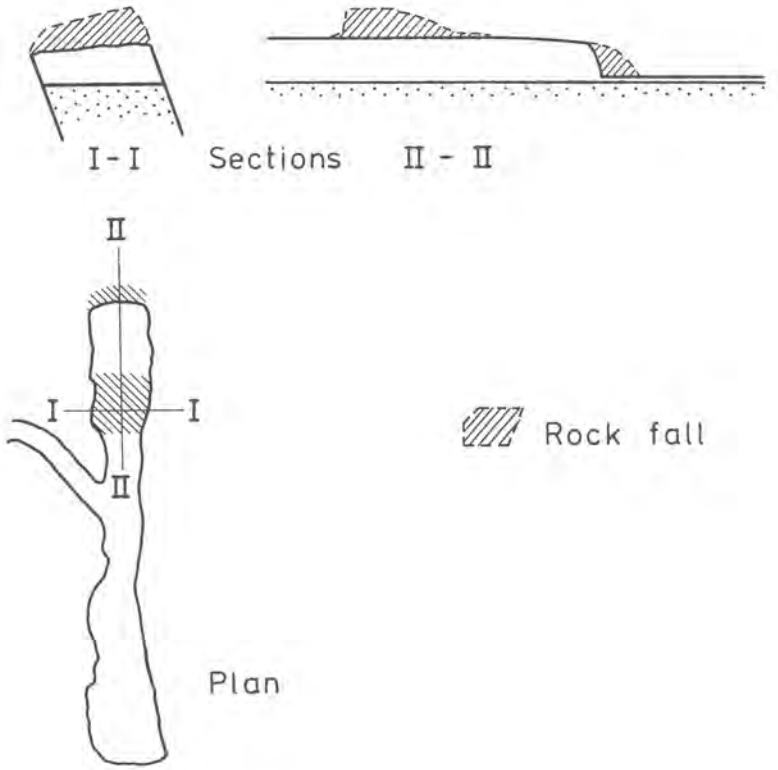


Fig. 24.9 Illustration av rasen i rum 3 vid brytning av sista skivan, nr 24. Plan av rum 3 och sektioner, I-I och II-II genom rummet.

Bestämning av kritiska extensionstöjningar

Till höger i Fig. 24.10 redovisas den punkt, Q_1, i modellen där de maximala extensionstöjningarna uppträder. I den vänstra delen av figuren redovisas utvecklingen av extensionstöjningarna, ε_3, för punkt Q_1 som funktion av höjden på kvarvarande malm, H_r. Vid brytning minskar värdet på H medan töjningarna ε_3 ökar. Genom att utnyttja de bestämda brottstadierna i rum 3, kan vi bestämma de kritiska töjningsvärdena.

För stadie 1 fås värdet 150 μs, för stadie 2 fås 210 μs och för stadie 3 fås 300 μs (1 μs = 10^{-6} strain).

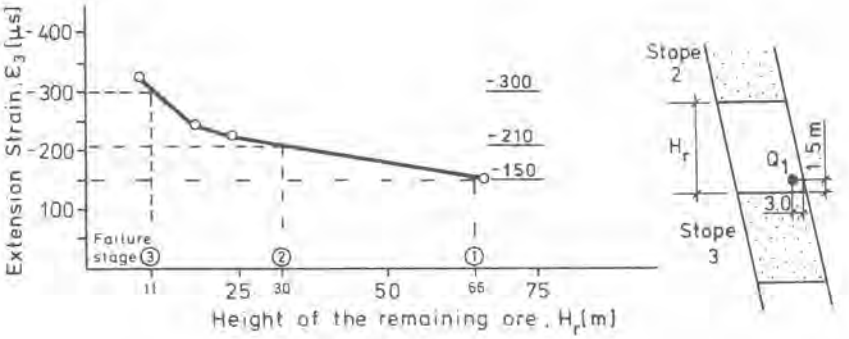


Fig. 24.10 Bestämning av kritiska töjningsvärden för malmen. Kalibrering av töjningarna i modellen mot brottstadierna 1, 2 och 3 i rum 3.

Utveckling av potentiella brottzoner

När vi nu bestämt kritiska värden på extensionstöjningarna kan vi studera utvecklingen av potentiella brottzoner. Dessa zoner redovisas som kvoten $\varepsilon_3/\varepsilon_{3c}$, där ε_{3c} är den kritiska töjningen för brottstadie 1, det vill säga 150 μs. Kritiska töjningar uppstår när kvoten $\varepsilon_3/\varepsilon_{3c} > 1$, och särskiljes genom att ändarna på den plottade vektorn försetts med punkter. Töjningskriteriet förutsäger att en uppsprickning uppträder vinkelrätt mot den beräknade vektorn.

I Fig. 24.11 redovisas utvecklingen av de potentiella brottzonerna mellan rum 2 och rum 3. Den kritiska töjnings-

nivån överskrides först i rumstaket nära hängväggen. Kritiska töjningar uppträder även i sulan av ovanförliggande rum. Under en stor del av brytningstiden, sekvens 1 och 3, är zonerna med kritiska töjningsnivåer begränsade till ett smalt område ovanför taknivån på rummen. Först i senare stadier, uppstår kritiska töjningsnivåer på större avstånd ifrån taknivån och i omgivande sidoberg. Denna information om brottzonernas utsträckning är viktig för val och utformning av förstärkningsåtgärder.

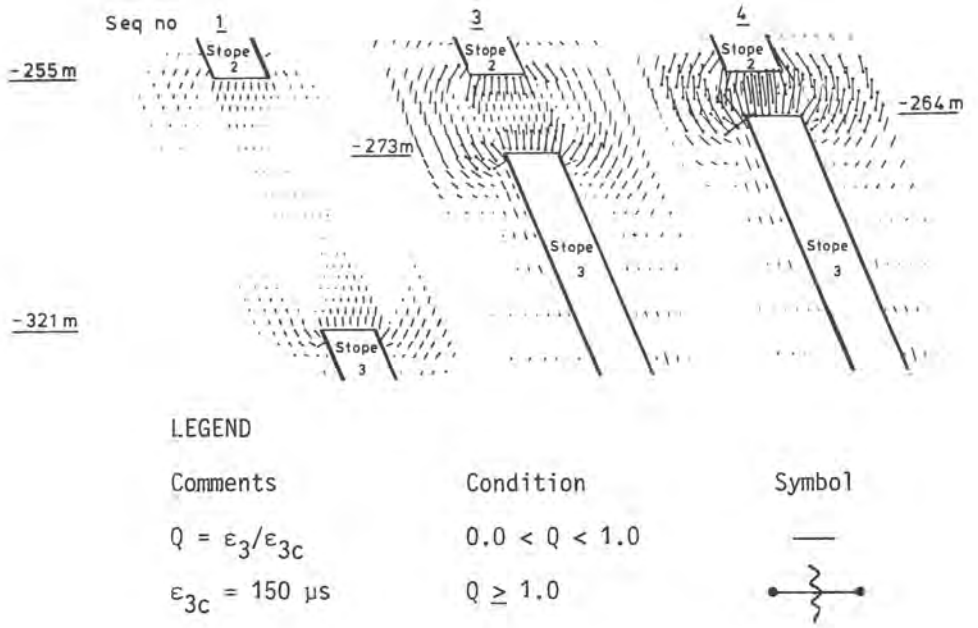
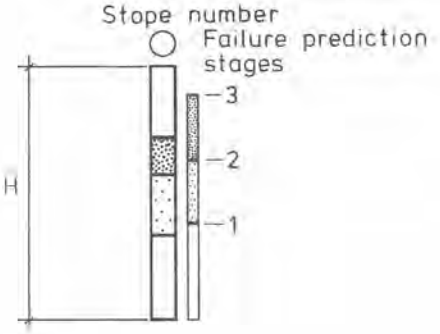


Fig. 24.11 Prognos av kritiska töjningar, $\varepsilon_3/\varepsilon_{3c}$, i Näsliden-gruvan, rum 2-3, sekvenser 1, 3 och 4.

Prognos av kritiska brytningsstadier i rum 1, 2, 4, 5 och 6

Vi har använt de bestämda kritiska värdena på töjningarna till att upprätta en prognos av brottstadierna, vilket ju var målet för arbetet, se Fig. 24.12. Redovisningsförfarandet framgår av den övre figuren. Den smala stapeln till höger visar när de beräknade brottstadierna 1, 2 och 3 inträffar.

Den breda stapeln redovisar observationerna i gruvan. Stapelns höjd, H, anger höjden på rumsetagen. Variationen i täthet på prickarna särskiljer brottstadierna 1, 2 och 3.



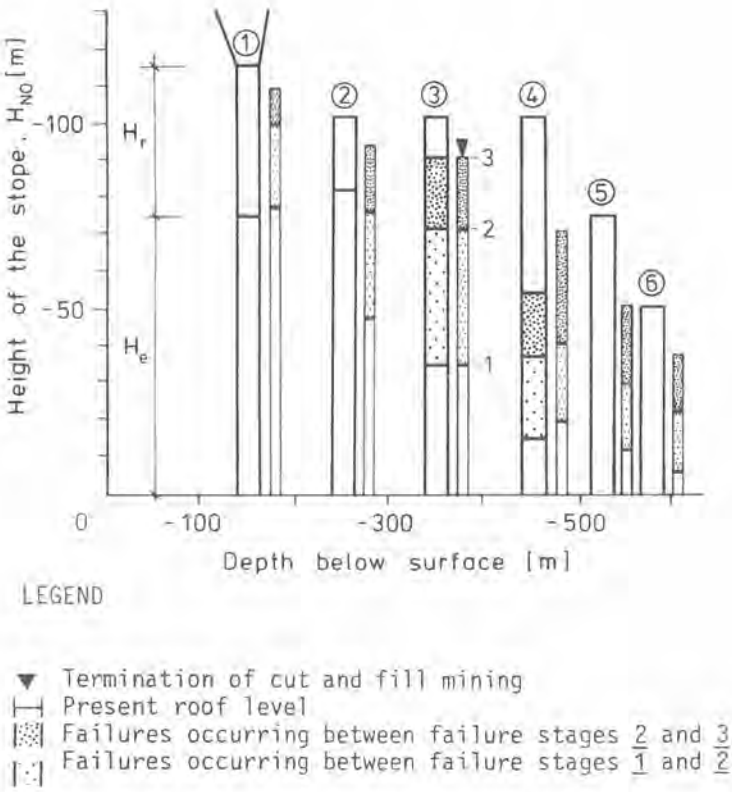


Fig. 24.12 Prognos av takras i rum 1-6 för Näslidengruvan. Modellprognos - tunna staplar. Rasobservationer - breda staplar.

Genom att jämföra de beräknade och observerade stadierna kan en kontroll av modellen erhållas. I den nedre delen av figuren redovisas resultaten för rum 1, 2, 3, 4, 5 och 6. På den vertikala axeln kan avläsas vid vilka nivåer de olika stadierna inträffat. På den horisontella axeln anges sulans läge under markytan för respektive rum. Rum 3 kan inte användas för kontrollen, eftersom det har använts till att kalibrera modellen. Figuren visar, att prognosen i stort överensstämmer med de hittills gjorda observationerna.

En fortsatt uppföljning av den redovisade prognosen kan utnyttjas till att utvärdera tillförlitligheten och för att definiera framtida forskningsområden. Ur praktisk synpunkt utgör prognosen ett underlag vid långtidsplanering av brytningen och vid planering av åtgärder för att bemöta svåra brytningsförhållanden.

AVSLUTNING

Vi arbetar nu vidare med att tillämpa och utvidga kunskaperna från Näslidenprojektet. För närvarande arbetar vi vid Högskolan i Luleå med att upprätta en stabilitetsprognos för Zinkgruvan, belägen i mellersta Sverige, och ägd av bolaget Vieille Montagne.

REFERENSER

Borg, T. 1983. Prediction of rock failures in mines with application to the Näsliden mine in Northern Sweden. Doctoral Thesis 1983:26 D, Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology, Sweden. 166 p.

Krauland, N. 1975. Deformationer kring ett igensättningsbrytningsrum - erfarenheter från fältobservationer. BeFo:s bergmekanikdag 1975.

Krauland, N. och Stephansson, O. 1981. FEM - ett verktyg för praktisk bergmekanik. BeFo:s bergmekanikdag 1981

Stacey, T. R. 1981. A simple extension strain criterion for fracture of brittle rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., (18), 6, 469-474.

Stephansson, O. och Jones, M. M. (Eds) 1981. Application of rock mechanics to cut and fill mining. The Institution of Mining and Metallurgy, London. 376 p.

KAN VI DIMENSIONERA BERGBULTNING IDAG - NÅGRA INTRYCK FRÅN DET INTERNATIONELLA BULTSYMPOSIET I ABISKO 1983

Is it possible to design rock bolt reinforcement today - a few impressions from the international rock bolting symposium at Abisko 1983

Professor Ove Stephansson, avd för bergmekanik, Tekniska Högskolan i Luleå, Sverige

SAMMANDRAG

En ökad mekanisering av bergbultning tillsammans med eventuellt införande av systembultning på grund av arbetarskyddets villkor ställer krav på nya metoder för dimensionering av bergförankring. Dagens praxis vad gäller dimensioneringen av bergbultning går tillbaka på mer än tjugo år gamla forskningsresultat och tumregler. Intrycken från det internationella bultsymposiet i Abisko visade på flera intressanta vägar som utvecklingen kan komma att ta. Detta bidrag försöker sammanfatta några av de viktigaste nyheterna kring bergbultningen. Egenskaperna hos systemet berg-bult diskuteras utifrån egenskaperna hos var och en av de ingående komponenterna. De nya teoretiska modellerna för bergbultning och deras implementering i moderna beräkningsmetoder behandlas, liksom några glimtar från det pågående forskningsprojektet om bergbultningen under inverkan av ett föränderligt belastningstillstånd i Kiirunavaaragruvan. Kabelbultningen saknar idag dimensioneringsrutiner. Avslutningsvis behandlas en möjlig utveckling av dimensioneringsmetoder för bergförstärkning.

SUMMARY

Mechanization of rock bolting and the introduction of systematic pattern bolting call for new methods and ruels for rock reinforcement by bolting. The main impressions from the contributions at the International Symposium on Rock Bolting at Abisko, Sweden, in 1983 are expelled. The state-of-the-art about ruels of designing rock bolting is dealt with, together with the economy of rock bolting. New theoretical models for rock bolting of jointed rocks and their implementation in new powerful numerical methods are described. A brief description of the large field test of rock bolts under variable loading conditions is given. Finally, the future approach in developing new design ruels for rock bolts is dealt with.

INTRODUKTION

Många gånger drömmer bergmekanikern om maskiningenjörens paradis. Han har den lätta och avundsamma uppgiften att få konstruera i material som är homogena, isotropa och snällt elastiska till sin karaktär. För honom är det bara att gå in i tabellverken och slå upp egenskaperna på konstruktionsmaterialet och dessutom vet han eller hon med stor sannolikhet vilka belastningar som kommer att åsättas konstruktionen. Ja, men är inte bergbultarna tillverkade av dessa gudabenådade material då? Jo visserligen, men berget i vilket bultarna ska sitta och verka i, är ett i det närmaste kaotiskt material - inhomogent, anisotropt elastiskt-viskoplastiskt och genomdraget av diskontinuiteter av skilda ordningar. Många bergmekaniker - och även forskare för den delen - ger upp inför detta kaos och faller då tillbaka på lång tids erfarenhet, emperik och det som något tillspetsat skulle kunna kallas - the noble art of rock bolting.

Nu är inte lång erfarenhet och yrkestradition något att förringa eller se ner på - tvärt om. Men vi står inför en strukturomvandling när det gäller bergbyggandet och därmed också bergförstärkningen som gör att vi i allt större ut-

sträckning fjärmar oss från 'hantverket' till att alltmer komma över i en mekanisering av bergförstärkningen. Mekaniseringen innebär automatiskt att kontakten berg-människa minskar. Samtidigt tvingas man ta de stora och besvärliga avgörandena om att införa systembultning, ibland därför att arbetarskyddet kan komma att kräva det. Trots allt är rubriken 'Fallande sten' den som toppar olycksstatistiken i svenska gruvor. Om vi tvingas in i en situation där systembultning blir verklighet så måste det finnas regler för hur den ska utföras och dimensioneringsprinciper som gör det möjligt att beräkna och dimensionera bergförstärkning efter samma principer som gäller all annan ingenjörskonst. Detta kan synas vara en närmast hopplös uppgift och många ingenjörer och tekniker som dagligen arbetar med bergförstärkningen har säkert svårt att inse nyttan med att beräkna och dimensionera. För oss som arbetar inom forskningen och som har till uppgift att föra utvecklingen framåt, vi har nu målsättningen att tillämpa moderna teorier, nya numeriska metoder och kraftfulla datorer i vårt arbete att utveckla dimensioneringsmetoder för bergförstärkning i allmänhet men bergbultning i synnerhet. Exakt hur det ska gå till kan vi inte säga, det ska forskningen ge svar på, men så mycket är klart att det idag sker en kraftig utveckling inom forskningsfältet och att utvecklingen går längs några olika vägar som kan leda till att någon väg är värd att föra vidare medan andra går in i återvändsgränder.

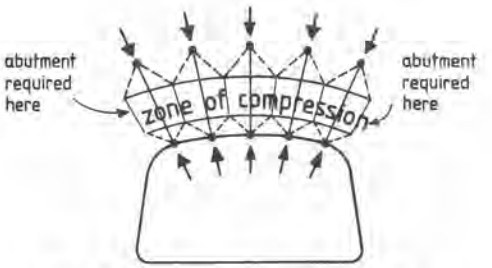
Bergbultningssymposiet i Abisko speglar tydligt dagsläget när det gäller teorier för bergbultning, empiriska dimensioneringsregler samt berg- och bultkontrollerna av bergförstärkningarna. Ekonomin i bergbultningen behandlas också. I denna framställning har jag valt att ge några glimtar från mötet och särskilt peka på den utveckling som nu sker och som kan leda fram till praktiska dimensioneringsregler för bergbultning inom en rimlig framtid.

NÅGOT OM DAGENS DIMENSIONERINGSPRINCIPER

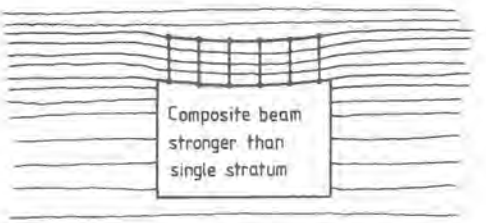
Vid Abiskomötet skedde regelrätta presentationer av forsk-

ningsbidragen men också gruppdiskussioner, vilka senare också avrapporterades. Reglerna för utformning av bergförstärkning varierar naturligtvis för olika länder, men inte nog med det. Inom länderna skiljer man på dimensionering för exempelvis kolgruvor och andra typer av gruvor samt undermarksbyggande.

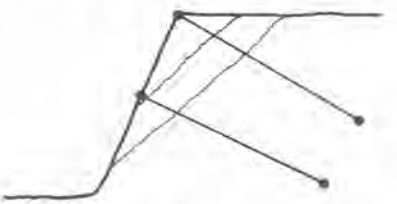
När det gäller dimensioneringsprinciperna så stöder man sig i de flesta länder på de uppfattningar om samverkan berg-bult som visas i Fig. 25.1.



(a) Application of compression



(b) Creation of composite action



(c) Anchoring to "solid" ground

Fig. 25.1 Principerna för olika bergförstärkningar som i sin tur ligger till grund för dimensioneringsreglerna som tillämpas idag. Efter Gerrard, 1983.

Dimensioneringen av valvverkan nyttjar ännu till stor del erfarenheterna från Snowy Mountains-arbetena i Australien under femtiotalet, det vill säga:

bultlängden ≈ 1/2 spännvidden

bultavstånd ≈ 1/2 bultlängd - 1 bultlängd

bulttyp beroende på densiteten och bergtyp

Denna princip är ju vanligt förekommande i de nordiska bergarbetena - särskilt vid användning av slaka ingjutna bultar - och försvarades också framgångsrikt av Bergman och Bjurström (1983) på bultsymposiet i Abisko.

När det gäller bultningen av skiktade tak så presenterades en lång rad bidrag som i stort sett rörde sig om detaljer i bultverkan hos en bultad bergartspacke. Vi kan konstatera att Panek's välkända nomograph från början av 60-talet, och som bygger på hand centrifugerade modeller i laboratoriet, är den dimensioneringsprincip som ännu gäller för många delar av världen, Panek (1964).

Lösblocksbultning eller bergförstärkningen av block i dagbrott till följd av potentiella plana, kilformade, trappstegsformade eller cirkulära brott sker idag uteslutande med jämviktsbetraktelser och med säkerhetsfaktorer kring 1.2 - 1.3.

Utifrån dessa allmänna dimensioneringsregler som finns att tillgå idag, har fransmännen, Dejean et al (1983) vid Cerchar, ett enkelt dimensioneringsschema för bultförstärkning som beaktar följande faktorer:

- tre olika berggrundstyper
- tre bergspännings- och belastningstillstånd
- två stabilitetsvillkor
- bulttyp
- bultlängd
- bultdiameter
- bulttäthet
- kompletterande bergförankring

Även om schemat är grovt så har det viss betydelse och är värt att begrunda.

Tabell I Matris för bestämning av bultmönster i Frankrike. Efter Dejean et al, 1983.

Type of rock and strata	Result of stress field in strata	Bolting Parameters					
		Effect of time	Type of Anchorage	Length	Diameter	Density	Lagging
HOMOGENEOUS OR SLIGHTLY FRACTURED	Deep and superficial stability	Stabilized Deformation	Support not necessary				
		Delayed Deformation	Light point	Short	Small	Low	Light (shotcrete)
	Deep stability and superficial instability	Stabilized Deformation	Any	Short	Small	Medium	Light
		Delayed Deformation	Light or strong point	Short	Small	Medium	Light continuous
	Deep and superficial instability	Stabilized Deformation	Strong point or full column	Medium to long	Medium	High	Heavy
		Delayed Deformation	Strong point	Medium to long	Medium	High	Heavy
STRATIFIED AND HARDLY VERTICALLY FRACTURED	Deep and superficial stability	Stabilized Deformation					
		Delayed Deformation	Light point	Short	Small	Low	Light (shotcrete)
	Deep stability and superficial instability	Stabilized Deformation	Any	Medium	Small	Medium	Light
		Delayed Deformation	Light or strong point	Medium	Medium	Medium	Light continuous
	Deep and superficial instability	Stabilized Deformation	Strong point or full column	Long	Medium	High	Heavy
		Delayed Deformation	Strong point	Long	Large	High	Heavy
IRREGULAR LENTICULAR OR FRACTURED IN SEVERAL DIRECTIONS	Deep and superficial stability	Stabilized Deformation	Point or full-column	Short	Small	Medium	Light continuous
		Delayed Deformation	Point or full-column	Short	Small	Medium	Light continuous
	Deep stability and superficial instability	Stabilized Deformation	Full-column	Medium	Medium	Medium	Light continuous
		Delayed Deformation	Strong point or full column	Medium	Medium	Medium	Heavy
	Deep and superficial instability	Stabilized Deformation	Full-column	Long	Large	High	Heavy
		Delayed Deformation	Strong point or full column	Long	Large	High	Heavy

Under de senaste åren har det skett en icke oväsentlig framgång inom dimensioneringsområdet av bergförstärkning genom Hoek och Brown's (1982) utveckling av 'ground support interaction chart'. Det råder ingen tvekan om att det är en intressant utveckling som visat sig fungera och som idag har en stor tillämpning, särskilt för mjuka bergarter och vid stora förskjutningar av öppningarnas väggar. I Fig. 25.2 visas principerna för bergförankringsdiagrammet.

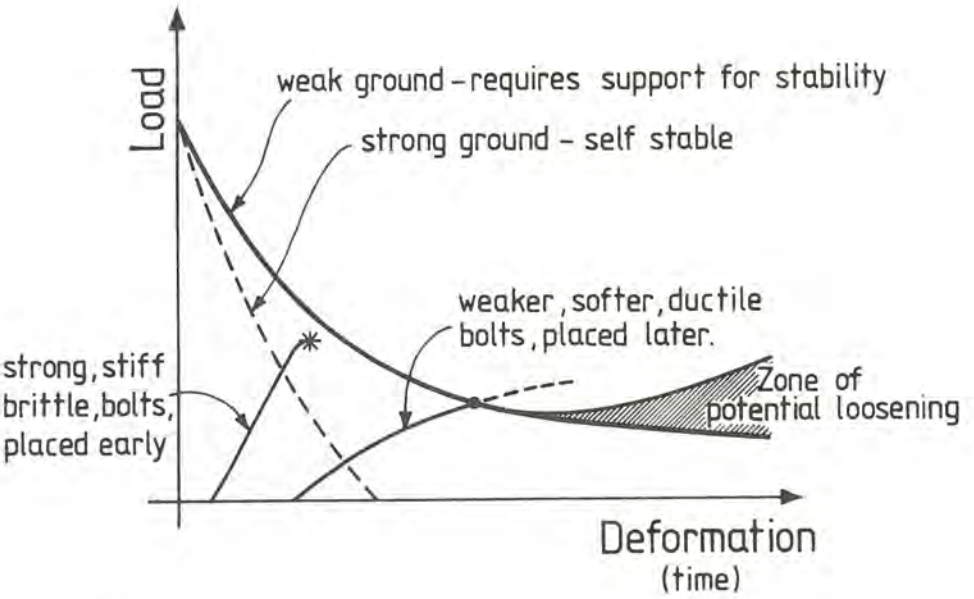
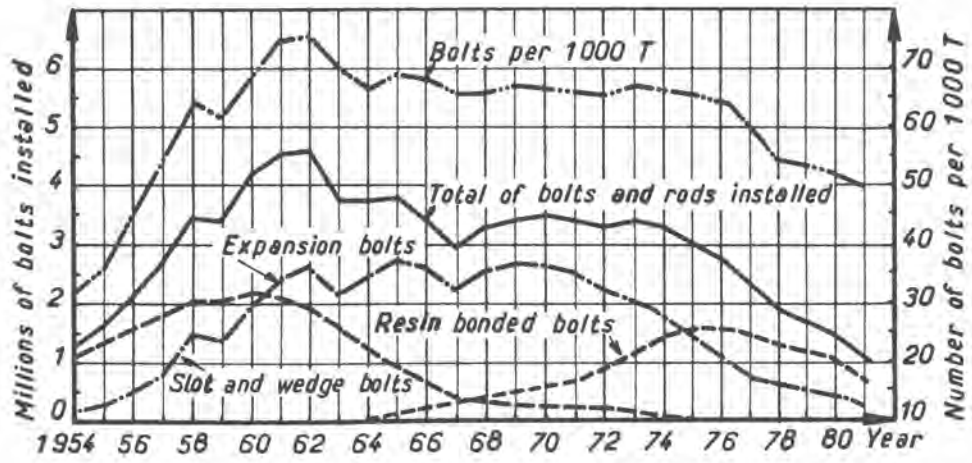


Fig. 25.2 Bergförankringsdiagrammet enligt Hoek och Brown som beskriver sambandet mellan last och deformation (tid) och bergförankring. Efter Gerrard, 1983.

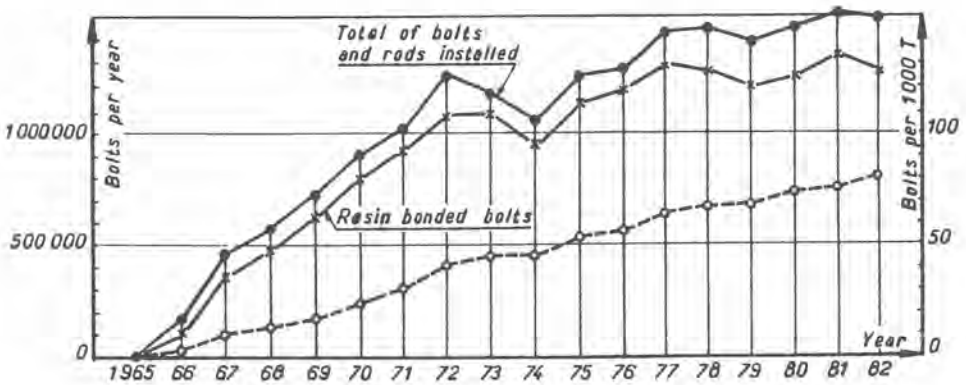
När Hoek och Brown publicerade sin bok fanns ännu ingen teori för att behandla styvhet och allmänt uppförande av ingjutna bultar till 'ground support interaction curves'. På Abiskomötet presenterade Stille en teori som möjliggör detta (Stille, 1983). Vår erfarenhet från att försöka tillämpa bergförankringsdiagrammet för bergförstärkning av hårt, storblockigt berg är dock inte särskilt positiv, Stephansson, 1983.

EKONOMIN I BERGBULTNINGEN

Bultåtgång och kapacitet för olika bulttyper i olika länder diskuterades också på mötet. I Frankrike har man haft en utveckling på bultåtgång i gruvorna som redovisas i Fig. 25.3A och B.



(A)



(B)

Fig. 25.3 Bultåtgången i franska gruvor. A, järnmalmsgruvorna i Lorraine. B, kolgruvorna. Efter Dejean et al, 1983.

Diagrammen visar flera intressanta utvecklingar, exempelvis att antalet bultar per 1000 ton minskar i järngruvorna (ekonomiska orsaker måhända?) medan antalet plastbultar per

1000 ton i kolgruvorna hela tiden ökar.

Bergbultningskostnaderna i Boliden Mineral AB behandlades av Krauland (1983) och flera intressanta resultat visades upp. I Fig. 25.4 redovisas kostnaderna för bergbultning i gruvorna.

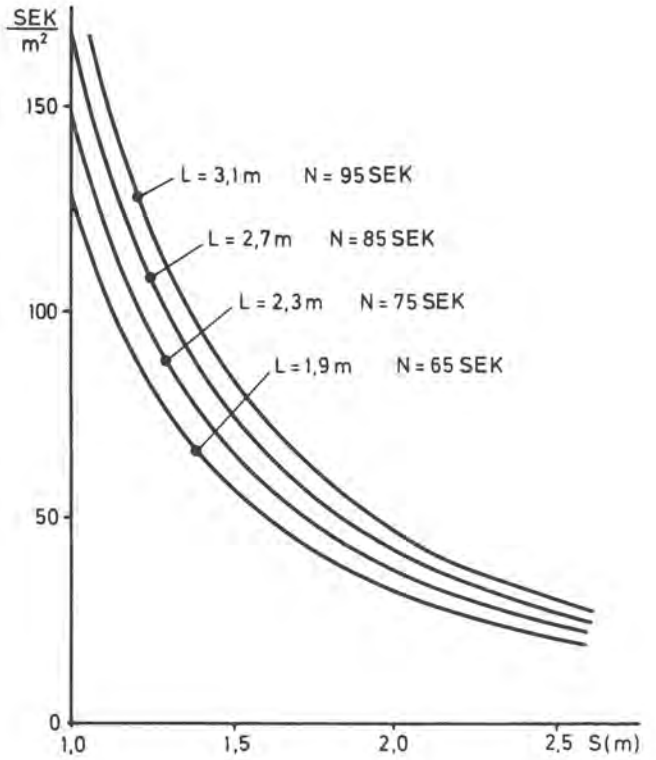
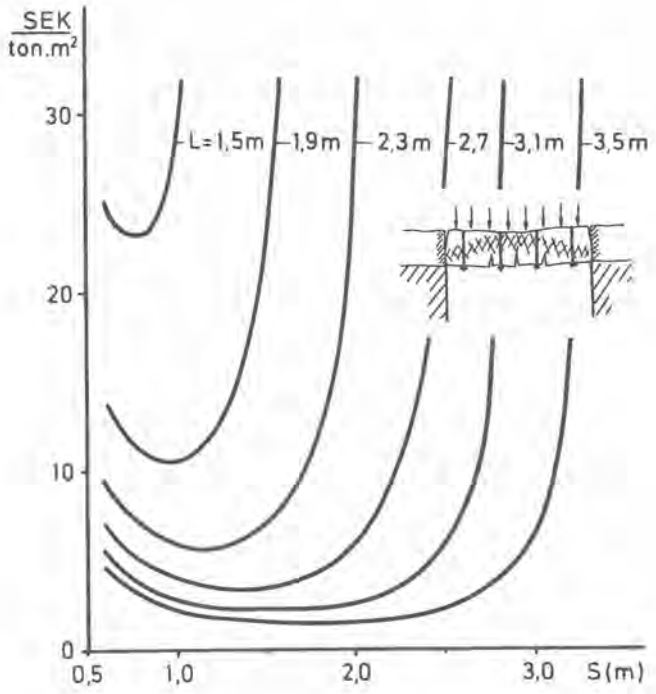
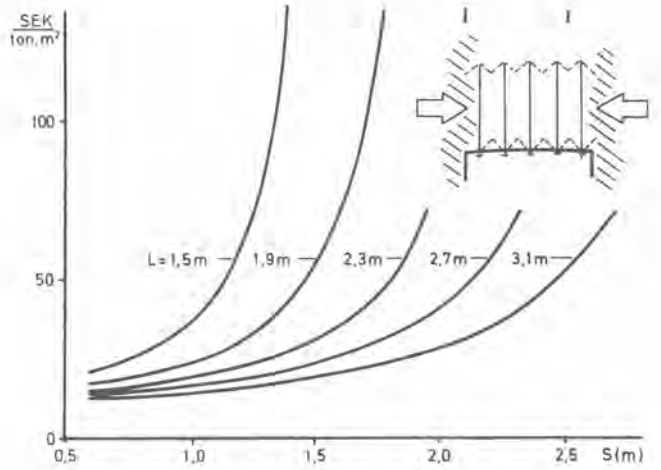


Fig. 25.4 Kostnader för bergbultning i SEK/m^2 som funktion av bultavståndet med angivet pris per bult och utan hänsyn till bultningens effekt. Efter Krauland, 1983.

Krauland har sedan tillämpat tumreglerna om valvbultning som vi behandlade i föregående avsnitt och beräknat specifik förstärkningskostnad för takbultning och valvbultning och funnit att långa bergbultar ger låg specifik kostnad och att kostnaden påverkas lite av bultavståndet. När bultavståndet närmar sig bultlängden ökar kostnaderna snabbt.



(A)



(B)

Fig. 25.5 Kostnader för systembultning som funktion av bultavstånd och varierande bultlängd. A, valvbultning. B, bultning mot tryckspänningar riktade parallellt med takytan. Efter Krauland, 1983.

Resultaten av Kraulands undersökning visar följande:

1. The optimum rock support is not determined by technical parameters only. It depends also on the economic risks due to operational disturbances.
2. Introduction of pattern bolting in mines with difficult rock conditions may imply considerably improved support. It has to be considered from case to case.
3. Combining technical and economical considerations results in rules for the choice of bolt length and for the choice of bolt length and for the design of bolting patterns. These are:
   - larger bolt length gives lower specific bolt costs
   - the distance between rows can be chosen at will within wide limits. This allows the support effect to be adjusted to the support need.

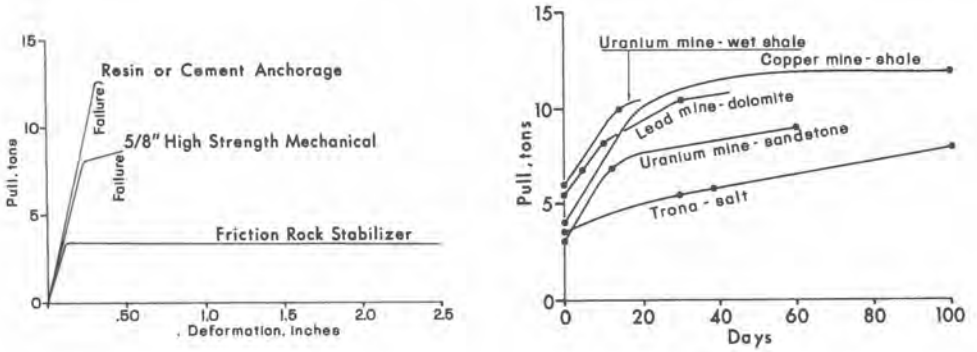
EGENSKAPERNA HOS SYSTEMET BERG-BULT

Bergbultning innebär en komplicerad interaktion av bult, ingjutningsmassa, bergsprickor och bergarten. Det betyder att var och en av komponenterna som ingår i systemet måste vara kända innan vi kan formulera dimensioneringsreglerna och förstå bergbultningens mekanismer.

Bulten

Egenskaperna hos olika bultar vid utdragstestning redovisades av bland andra Scott (1983) för Split-set bulten.

Vid Högskolan i Luleå har utförts en omfattande studie av olika bultars egenskaper vid skjuvning, Ludvig (1983). Utrustningen som visas i Fig. 25.7 används för studier av såväl sprickornas som bultarnas deformationsegenskaper och hållfatshet.



(A) (B)

Fig. 25.6 Några egenskaper hos Split-set bulten vid utdragsförsök. A, jämförelse med andra bulttyper. B, vidhäftning och lastupptagande förmåga som funktion av tiden. Efter Scott, 1983.



Fig. 25.7 Skjuvbox för undersökning av sprickor och bergbultars deformationsegenskaper och hållfasthet. Provblocken är belägna mitt under kolven på vertikala belastningscylindern. Efter Ludvig, 1983.

I Fig. 25.8 visas några typiska belastningskurvor för SWELLEX vid varierande normalbelastning. Det är också viktigt att komma ihåg att vinkeln som bulten bildar med skjuvytan har stor betydelse för bultens lastupptagande förmåga.

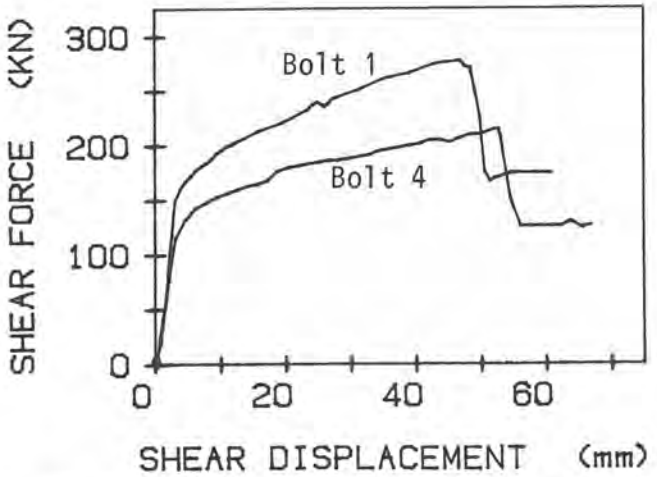


Fig. 25.8 Deformationsegenskaperna för SWELLEX bult vid skjuvning i skjuvboxen. Normalbelastningen var 1.6 MPa för bult 1 och 1.0 MPa för bult 4. Efter Ludvig, 1983.

Under konferensen diskuterades den lastupptagande förmågan hos bland andra Split-set och SWELLEX bultarna och författaren påpekade då risken med att det spänntryck som genereras i kontakten mellan berget och bulten är tillräckligt högt för att spräcka berget. Analogierna med den nya metoden för bergspänningsmätning - som kallas membranspräckning - är direkta, och här är det vanligt att spräckning sker vid 20-30 MPa tryck, Stephansson (1983). Spräckningen är visserligen begränsad till närområdet, ~ 7 radier av bulten, men kan bidra till instabilitet vid belastningar på bergkonstruktionen.

Sprickorna

När det gäller en beskrivning av sprickornas egenskaper har det getts en utförlig och bra sammanfattning i Gerrards nyckelartikel (Gerrard, 1983). Ett viktigt bidrag till vår

nyvunna kunskap om sprickornas egenskaper kommer från arbetena av Sun (1983). Till den nya intressanta utvecklingen kring sprickor och sammanhängande stabilitet hos bergblock hör också låsstensmetoden (key-block method) som lanserats av Shi och Goodman (1983).

Bultens uppförande i en sprucken bergmassa, teori

Den teoretiska utvecklingen av dimensioneringsprinciper och modeller för bergförstärkning går nu fram längs två olika riktningar:

- kontinuumbetraktelse av bergmassa och bult
- diskontinuumbetraktelse av bergmassa och bult

Det första innebär att man behandlar berget som ett kontinuum trots närvaron av sprickor och svagheter - dock kan deras nedsättande förmåga beräknas och inbegripas i teorierna. Det andra betraktelsesättet innebär att man redan från början beaktar sprickorna och bultarna enskilt vad gäller deras orientering och egenskaper. Pande och Gerrard (1983) har lanserat en sådan modell för kontinuumbetraktelse av berg/bult. Denna modell har senare vidareutvecklats av Larsson och Olofsson (1983). Modellen beaktar axiell töjning hos bulten, styvningen genom dragning i ingjutningsmaterialet och kontakten med bulten samt dymlingsverkan hos bulten. Bergmassan kan innehålla ett icke begränsat antal sprickgrupper med givna deformationsegenskaper. I modellarbetet har de gamla hederliga reologiska modellerna kommit till heders igen, se Fig. 25.9.

Resultaten av en analys av en spricka som korsas av bergbultar som installeras vid olika belastningstillstånd visas i Fig. 25.10. Installationen har skett på följande sätt:

bult 1, innan normalbelastning påförts
bult 2, när skjuvbelastning påföres
bult 3, när skjuvrörelsen uppnått 500 με

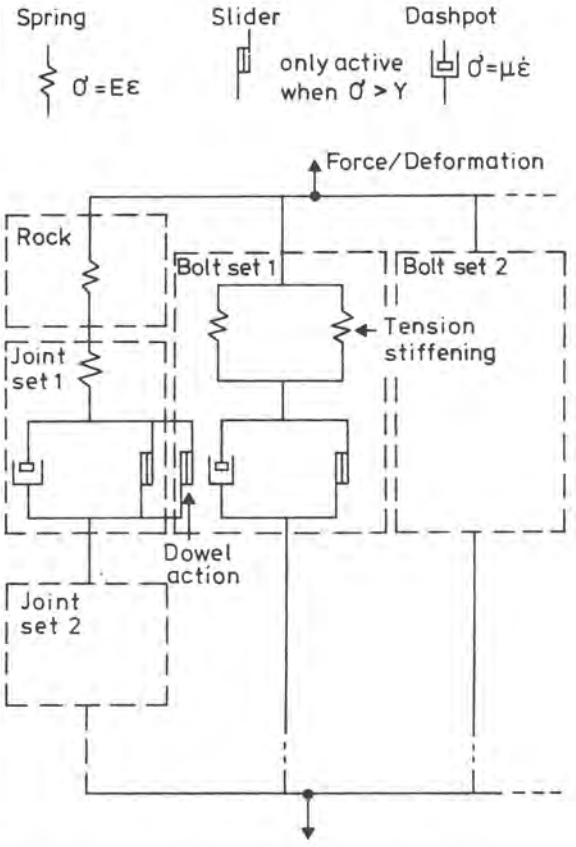


Fig. 25.9 Reologisk modell av bultad bergmassa. Efter Larsson och Olofsson, 1983.

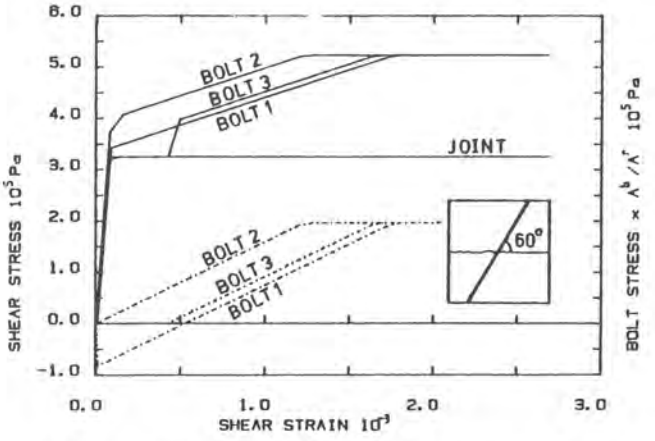


Fig. 25.10 Resultat från modellering av bultar i sprucket bergblock med installation av bultarna vid olika tillfällen under belastningen. Efter Larsson och Olofsson, 1983.

Genom dessa modellutvecklingar har vi kunnat nå långt i sättet att teoretiskt efterlikna det som händer vid belastning av ett system av sprickor och bultar. Utvecklingen fortsätter till allt bättre modeller och kommer att avslutas med att modellen implementeras i ett finit elementprogram som då medger analys av stora system och konstruktioner. Därefter är det dags att modellera förstärkning från verkliga förstärkningssituationer.

Bultens uppförande i en sprucken bergmassa, fältförsök

Under arbetena med Kieldertunneln i nordöstra England, genomfördes en serie fältförsök med olika typer av bergförstärkningar. Resultaten från fältförsöken bildade ett mycket gott underlag vid utveckling av teorin för bergförankringsdiagrammen som redovisas i Hoek och Brown (1982).

Under perioden februari 1980 till juli 1982, det vill säga 20 månader, har Högskolan i Luleå och LKAB med stöd från BeFo, genomfört ett omfattande fältförsök i Kiirunavaaragruvan, nivå 514 m, med målsättningen att fastställa den enskilda bulten och bultsystemets verkningssätt i en storblockig, hård berggrund, Björnfot och Stephansson (1983). Testplatsen placerades i liggväggen och på ett sådant sätt att den kom att utsättas för en belastningsändring till följd av brytningen. För att kunna utröna samverkan mellan bult och bergmassa är det nödvändigt att registrera krafter och förskjutning i bergbultarna och samtidigt registrera deformationerna i bergmassan och längs konturerna av öppningen. I fältförsöket användes en omfattande instrumentering som visas i Fig. 25.11.

En stor resultatmängd har samlats in och ställts samman för att kunna bilda underlag för bland annat testning av de matematiska modeller som nu är under utveckling. I Fig. 25.12 visas en resultatsammanställning av bultlasten som funktion av tiden för mätbultarna i rad 5.

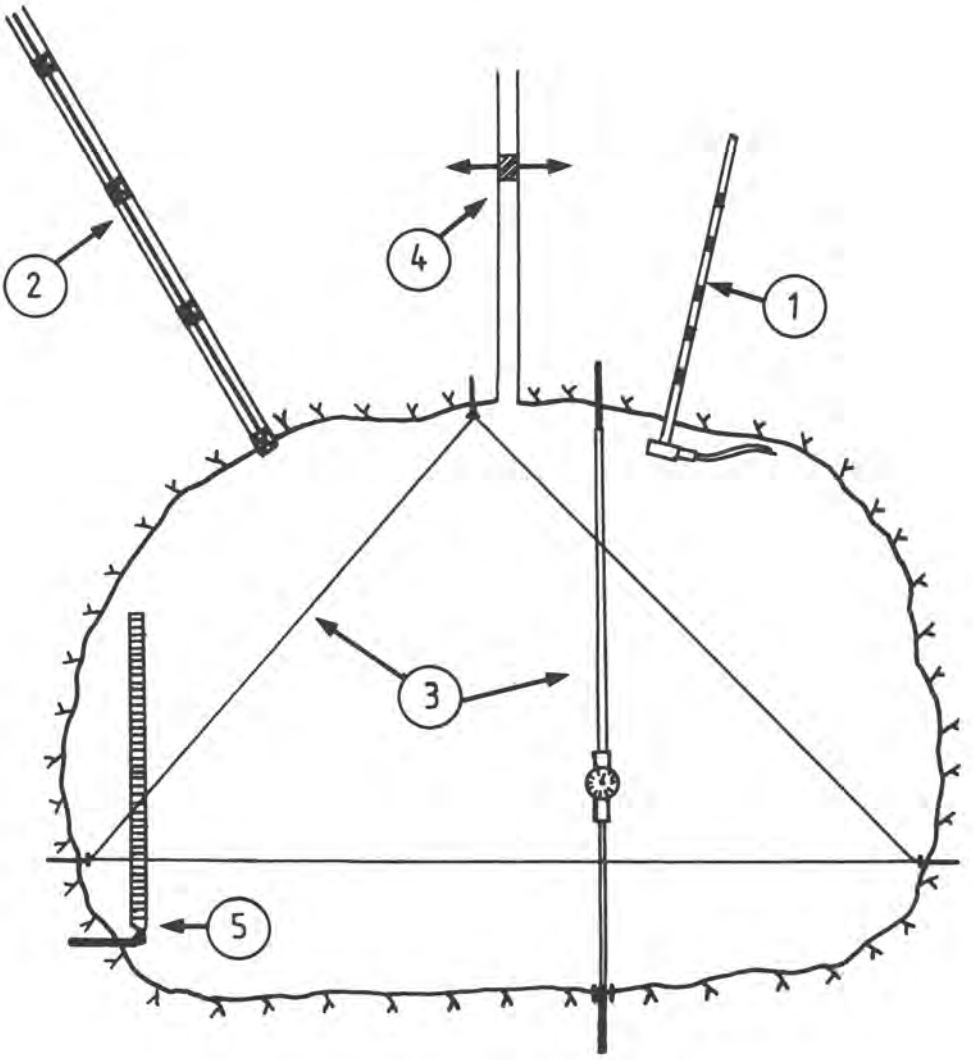


Fig. 25.11 Instrumentering för bultprojektet i Kiirunavaara. ① instrumenterad mätbult, 20 st med mätning i 5 sektioner/bult. ② extensiometer, 20 st 4-ankares. ③ konvergensmätare typ Distometer, 16 punkter i 4 sektioner. ④ spänningsändringsmätare, typ IRAD, 14 st. ⑤ avvägning, 17 stationer. Bergbultarna var anslutna till datalogger. Efter Björnfot och Stephansson, 1983.

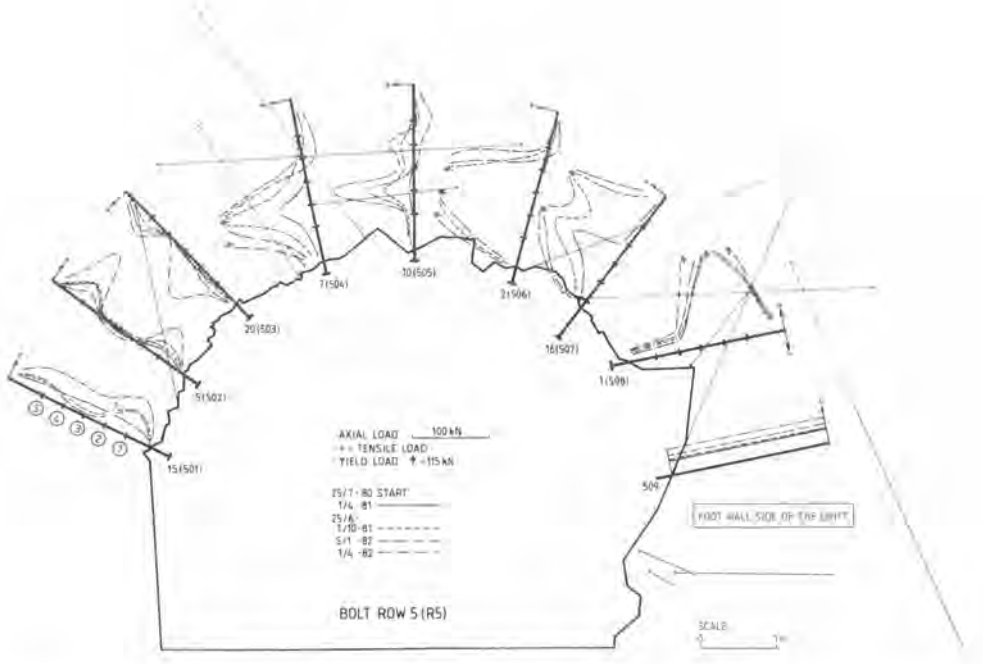


Fig. 25.12 Resultat från bultförsöket i Kiirunavaara. Bultlasten som funktion av gruvbrytningen (tiden) för bultarna i bultrad 5. Notera hur flytgränsen har överskridits för en del bultar, vidare hur lägen på maximala bultlasten varierar med avståndet från ytan och för olika lägen på bulten. Efter Björnfot och Stephansson, 1983.

En annan sammanställning visar deformationerna hos ortkonturen som en funktion av brytningen och hur denna står sig i jämförelse med en FEM-analys som gjorts för samma brytningssekvenser som skett i gruvan.

Idag pågår ännu sammanställningen och utvärderingen av resultaten och projektet planeras vara avslutat ca 1 december 1983. Resultaten kommer att finnas sammanställda i en sådan form att de kan nyttjas fritt för forskningen om bergbultning i hårda, spruckna bergmassor.

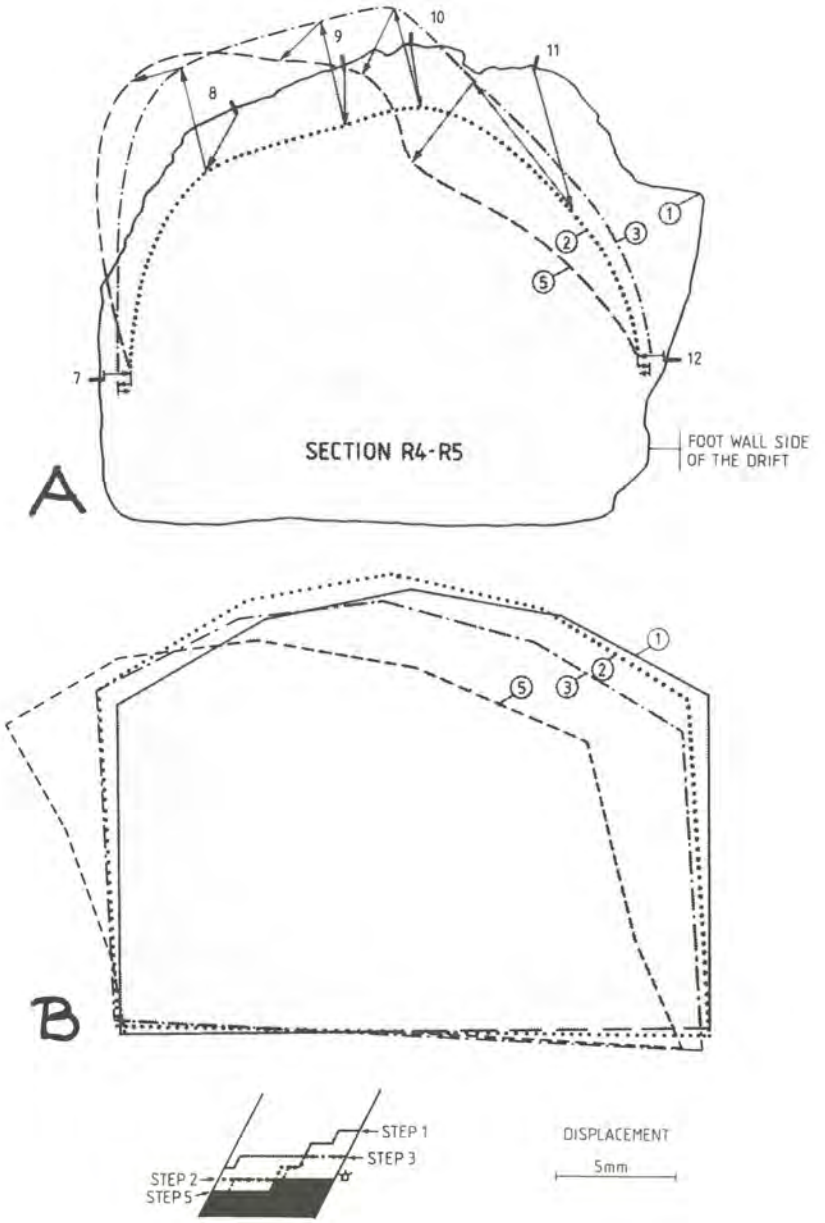


Fig. 25.13 Konturerna hos testplatsen i Kiirunavaaragruvan efter fem olika steg av gruvbrytningen. A, fältmätningsresultaten vid konvergensmätningsstationerna mellan bultrad R4 och R5. B, resultat från finita elementmodellen. Efter Björnfot och Stephansson, 1983.

KABELBULTNING

Kabelbultning som bergförstärkningsmetod tilldrar sig för närvarande stort intresse, särskilt när det gäller tillämpningen på underjordsgruvor. Australien och särskilt bergmekanikerna vid Mont Isa har fram till idag använt kabelbultningen med framgång i exakt 10 år, Bywater och Fuller, 1983. I Kanada är situationen densamma. Allt fler länder, däribland Finland och Sverige, använder kabelbultningen som bergförstärkningsmetod idag. Vid Forskningsgruvan i Kiruna är kabelbultningen en viktig del av det bergmekaniska forskningsprogrammet. Där är avsikten att prova tre olika utformningar av kabelförstärkningen i hängväggen på tre olika brytningsrum och samtidigt noga registrera förskjutningarna i bergmassan och stabiliteten.

När det gäller dimensioneringsregler för ingjutna kablar (gamla hisslinor) så kan vi bara konstatera att det fram till idag inte finns några allmängiltiga dimensioneringsregler eller bestämmelser på hur förstärkningen ska utföras. De resultat som förväntas komma ut av arbetet i Forskningsgruvan kommer med säkerhet att ha stor betydelse för att kunna upprätta dimensioneringsregler för kabelförstärkning och kabelförankring.

NY UTVECKLING AV DIMENSIONERINGSMETODER FÖR BERGBULTNING

Idag sker utvecklingen av teorierna om bergbultning längs två grenar, i princip:

- kontinuumbetraktelse
- diskontinuumbetraktelse

Kontinuumbetraktelsen tar i sin tur olika vägar - modeller utvecklas som kan implementeras i kraftfulla numeriska beräkningsmetoder, exempelvis FEM. Nyligen har St. John (1983) utvecklat ett särskilt så kallat bultelement för FEM som med framgång testats på bergförstärkningen av en cirkulär öppning i berg. Den nya bergbultmodellen, Fig. 25.14 beaktar alla de delar som berörs i systemet, nämligen:

- berget
- sprickorna

- bultens egenskaper
- dymlingseffekten
- ingjutningen

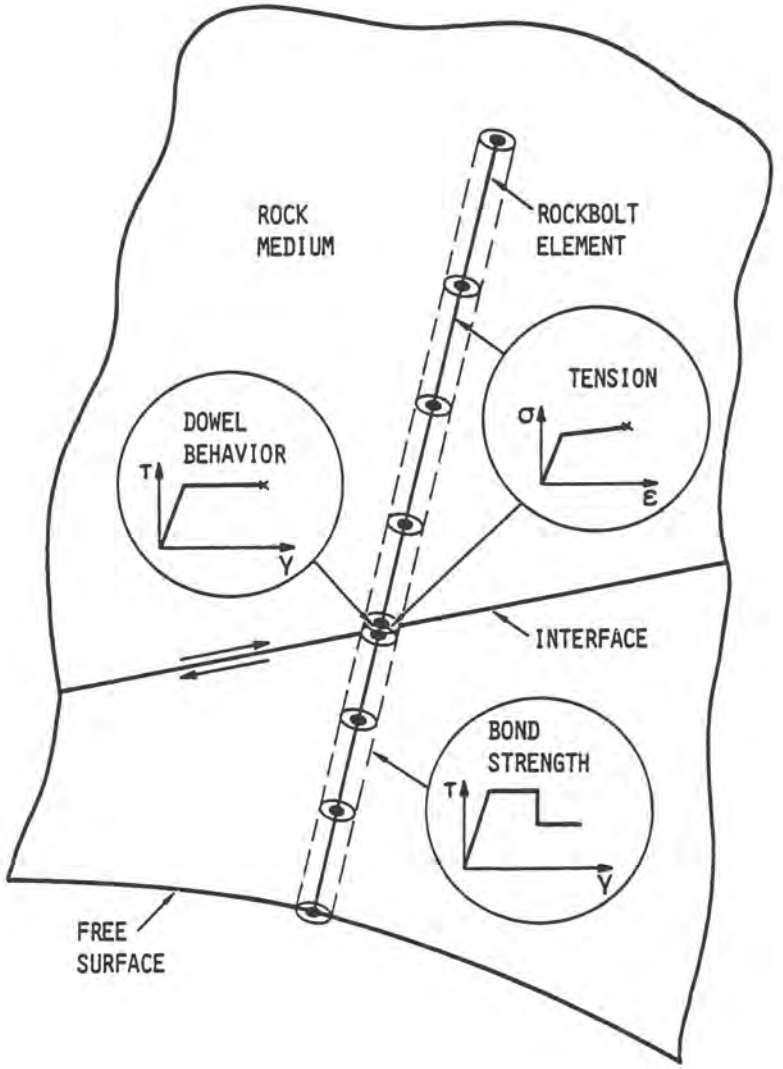


Fig. 25.14 Beståndsdelarna i den nya modell för bergförstärkning som utvecklats av Ch. St. John. Ett särskilt bultelement för FEM ingår. Efter St. John, 1983.

Den andra utvecklingstrenden går mot att betrakta berget som ett diskontinuum och analysera varje enskilt system av bult-sprickor. Det är ställt utom allt tvivel att en kombination av dessa betraktelsesätt kommer inom en nära framtid och finns förresten redan i några enkla modeller. Den nya tekniken med nyckelblockmetoden, Shi och Goodman (1983), har en given framtid. Likaså kan vi förvänta oss en kraftig utveckling inom tillämpningen av sannolikhetsteori på bergbultning. Idag används sannolikhetsbetraktelsesättet enbart vid utformningen av dagbrottsslänter. Utvecklingen mot att tillämpa det på underjordskonstruktioner i berg ligger i sin linda. Det kommer att dröja ännu en tid innan det kan införas på bergförstärkningsområdet.

Vilken praktisk användning av de nya metoderna och teorierna kan vi förvänta oss då? Målsättningen för den närmaste tiden bör vara att implementera några av de kraftfullaste bultmodellerna i några av programsystemen FEM, BEM eller BIM, och där köra igenom en rad testfall som går att kontrollera mot verkligheten eller fysiska modeller. Resultaten från Kiirunavaaraförsöket och Forskningsgruvan ska kunna nyttjas för kontroll av modellernas sätt att återge verkligheten.

Framtiden kan komma att bli ett CAD-system (Computer Aid Design) för bergförstärkning, där bergmekanikern sitter vid datorskärmen och matar datorn med uppgifter om:

- bergartens egenskaper
- sprickgruppernas antal, orientering och egenskaper
- spänningar och belastningar
- geometrier hos öppningarna
- bergbultarnas egenskaper och dimension
- ingjutningsmassans egenskaper

och får som resultat bultförstärkningens utformning som funktion av ortens eller bergrummets riktning. Detta är inga utopier utan är fullt möjligt att genomföra under den närmaste 5-årsperioden. För vi tankarna vidare kan man tänka sig att varje gruva har en handbok eller ett tabellverk som anger olika bultkonfigurationer beroende på läge, geologi

och belastning i gruvan. Ett sådant katalogverk ska i så fall basera sig på ett omfattande försöksunderlag och där de teoretiska modellerna kunnat stämmas av mot de verkliga förhållandena i gruvan. Det är idag hög tid att försöka leta upp några lämpliga gruvor i Norden som kan och är villiga att ta emot en sådan tillämpad forskningsuppgift.

REFERENSER

Bergman, S. G. A. och Bjurström, S. 1983. Swedish experience of rock bolting. Proceedings Rock Bolting Symposium, Abisko. Balkema, Rotterdam. (in press)

Björnfot, F. och Stephansson, O. 1983. Interaction of grouted rock bolts and hard rock masses at variable loading in a test drift of the Kiirunavaara Mine, Sweden. Proceedings Rock Bolting Symposium, Abisko. Balkema, Rotterdam. (in press)

Bywater, S. och Fuller, P. 1983. Cable support of lead open stope hangingwalls at Mount Isa Mines Limited. Proceedings Rock Bolting Symposium, Abisko. Balkema, Rotterdam. (in press)

Dejean, M. J. P., Piguet, J-P. och Rauffoux, J-F. 1983. Rock bolting in France. Proceedings Rock Bolting Symposium, Abisko. Balkema, Rotterdam. (in press)

Gerrard, C. 1983. Rock bolting in theory. Proceedings Rock Bolting Symposium, Abisko. Balkema, Rotterdam. (in press)

Hoek, E. och Brown, T. 1982. Underground excavation in rocks. Institution of Mining and Metallurgy, London.

Krauland, N. 1983. Rock bolting and economy. Proceedings Rock Bolting Symposium, Abisko. Balkema, Rotterdam. (in press)

Larsson, H. och Olofsson, T. 1983. Bolt action in jointed rock. Proceedings Rock Bolting Symposium, Abisko. Balkema Rotterdam. (in press)

Ludvig, B. 1983. Shear tests on rock bolts. Proceedings Rock Bolting Symposium, Abisko. Balkema, Rotterdam. (in press)

Pande, G. N. och Gerrard, C. 1983. The behaviour of reinforced jointed rock masses under various simple loading

states. Proceedings 5th ISRM Congress in Melbourne, F217-223.

Panek, L. A. 1964. Design for bolting stratified roof. Am. Inst. Min. and Metall. and Petrol. Eng., Transactions, Vol. 229, 113-119.

Scott, J. 1983. Friction bolt stabilizer impact upon anchor design and ground control. Proceedings Rock Bolting Symposium, Abisko. Balkema, Rotterdam. (in press)

Shi, G-H. och Goodman, R. 1983. Keyblock bolting. Proceedings Rock Bolting Symposium, Abisko. Balkema, Rotterdam. (in press)

St. John, C. 1983. Rockbolts: A new numerical representation and its application in tunnel design. Proceedings 24th U.S. Symposium on Rock Mechanics, June 1983. (in press)

Stephansson, O. 1983. Sleeve fracturing for rock stress measurement in boreholes. Proceedings Int. Symposium on In-Situ Testing in Solids and Rocks, Paris May 1983, Vol. 2, 571-578.

Stephansson, O. 1983. (Red) Analysis of rock support. Intern forskningsrapport, avd för bergmekanik, Högskolan i Luleå. 57 sid.

Stille, H. 1983. Theoretical aspects on the difference between prestressed anchor bolt and grouted bolt in squeezing rock. Proceedings Rock Bolting Symposium, Abisko. Balkema, Rotterdam. (in press)

Sun, Z. 1983. Fracture mechanics and tribology of rocks and rock joints. Doctoral Thesis 1983:22 D, Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology, Sweden. 247 p.

NYTT FRA ISRM OG IAEG

News from ISRM and IAEG

Sivilingeniør Ulf Fredriksen, formann i Norsk Bergmekanikkgruppe

Innlegg gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

STABILITETSBEREGNINGER FØR OG ERFARINGER ETTER 25 M NEDDEMMING AV DEN 300 M HØYE STORSKREURA I TUNSBERGDALEN.

Stability evaluations before and experience after 25 meter's inundation of a 300 m high scree in the Tunsbergdalen reservoir

Sivilingeniør Arild Palmstrøm, Ingeniør A. B. Berdal A/S

SAMMENDRAG

Med bakgrunn i nærmere kartlegging og markundersøkelser av Storskreura er det vist at det under urmassene finnes morene som er 25 meter tykk. Urmassene over morenen er opptil 15 meter tykke med helning som nederst er ca. 30^{o} økende til ca. 36^{o} øverst.

Beregningsmessig er det vist at det oppstår en reduksjon av uras sikkerhet mot utglidning på knappe 9% på grunn av de endrete poretrykk som oppdemmingen på 25 m medfører. I tillegg vil de stabiliserende krefter i foten av ura på grunn av oppdrift redusere sikkerheten ytterligere med anslagsvis 2%. Ved hurtigste nedtapping av magasinet vil ikke uras sikkerhet mot utglidning nedsettes ytterligere.

Med henvisning til erfaringene fra en lignende neddemming av løsmasser i Østerrike, ble det konkludert med at de beregnete stabilitetsmessige reduksjoner ikke ville føre til utglidninger i form av hurtig skred som kunne få betydning for magasinets sikkerhet.

Erfaringene etter 5 års drift av magasinet er at det ikke har foregått noen bevegelser av Storskreura. Kontroll av bevegelsene foretas ved innmåling av målebolter plassert i store steinblokker i ura.

SUMMARY

Up to 350 m high and 3 - 4 km long screes occur along the eastern valley side of the Tunsbergdalen reservoir. The generally low stability of screes and the fact that up to 25 m of them would be inundated, resulted in the investigations and evaluations described in this paper.

The investigations of Storskreura consisted of mapping and field investigations (seismic refraction measurements, drillings with sampling) of the scree. It was found that a 25 m thick moraine occurs beneath the scree, and that the overlaying scree itself is up to 15 m thick. The inclination of the scree varies between 30^{o} in the lower and 36^{o} in the higher parts.

From calculations it was found that the safety of the scree will be reduced with approx. 9% - caused by the changes in the pore pressure during inundation. In addition the uplift of the stabilizing forces will reduce safety with approx. 2%. A rapid draw-down of the reservoir was found not to cause any additional reduction of the stability.

It was concluded from the calculations and from experience of inundation of a similar scree in Austria that no rapid movements would occur. This has also been experienced during the 5 years of operation. 25 measure points in the scree have shown no signs of movement.

1. INNLEDNING

Tunsbergdalen som er en sidedal til Jostedalen, utgjør magasinet for Leirdøla kraftverk som eies av Norges Vassdrags- og Elektrisitetsvesen. En 43 m høy og 980 m lang fyllingsdam skaper et magasin på 173 mill.m3. Kraftverket som yter 110 MW med en produksjon på 465 GWh ble ferdigbygget 1978.

Reguleringen av Tunsbergdalsvatn består av 28 meters hevning og 5 meters senkning av vannstanden i forhold til naturlig vannstand på kote 450. Se fig. 1.

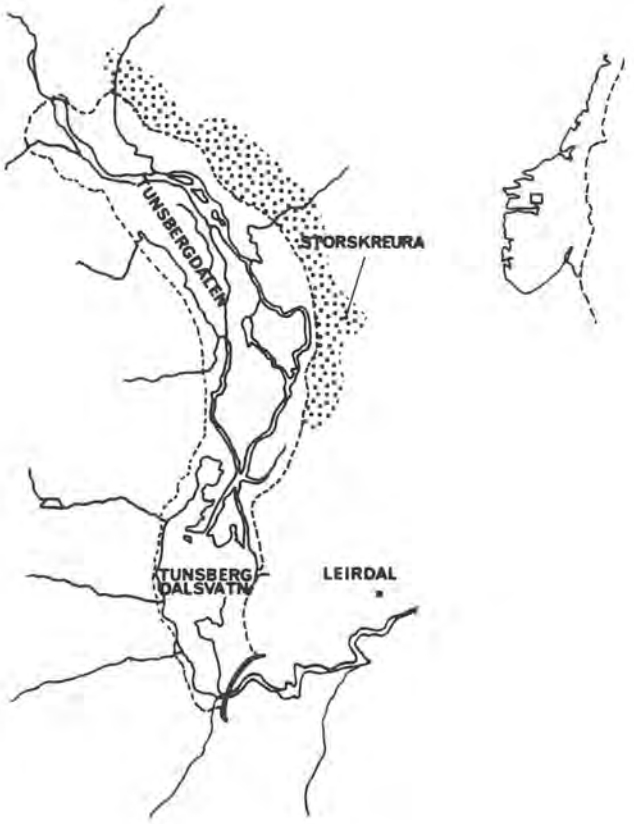


Fig. 1 Oversikt

I de høye dalsidene som omgir magasinet, opptrer opptil 350 m høye urmasser særlig i østre dalside. Ved neddemming av foten av disse urene og særlig ved hurtig nedtapping, vil sikkerheten som allerede antas lav, ytterligere reduseres. Med bakgrunn i dette ble det i 1974 bestemt at rasfaren skulle undersøkes mer inngående. Dette for å forutsi hvorvidt reguleringen kunne medføre noen fare for større ras eller utglidning av urene som kunne danne en flodbølge og dermed sette dammens sikkerhet i fare.

I løpet av sommeren 1974 ble det foretatt markundersøkelser i form av seismikk og boringer i ura. Videre ble det utført fotogrammetriske kart i målestokk 1:2000 samt befaringer til området.

2. DANNELSE OG OPPBYGNING AV URENE

Den store innlandsisen og avsmeltning av denne har satt sitt sterke preg både på topografi og avsetning av løsmasser i området. Således antas ut fra de kvartærgeologiske forhold at urene i bunnen for en stor del hviler på stedvis utvasket morene og at foten helt eller delvis hviler på de breelvavsatte masser, vesentlig av finsand som fyller opp dalbunnen.

Under dannelsen av urene foregikk det hyppige nedfall og ras fra de høye fjellsidene, særlig i tiden under og like etter isavsmeltningen. På grunn av kombinasjon mellom skifrighet, oppsprekning og bergtrykk var det særlig østre dalside som var utsatt for frostforvitring som førte til at det etter hvert raste ut stein og blokk over morenen, som således gradvis ble dekket av urmasser. Ved utrasningene foregikk det en naturlig sortering av fragmentene, idet de største blokkene på grunn av større bevegelsesenergi rullet lengst ned i skråningen, mens de mindre steinene ble liggende

høyere oppe. Fremdeles foregår det en del steder utrasninger av stein og blokk, noe de lysere stripene i urene og fjellsidene vitner om.



Foto 1. Utsikt innover Tunsbergdalen mot urene i østre dalside



Foto 2. Storskreura

3. NÆRMERE BESKRIVELSE AV STORSKREURAS OPPBYGNING

For å kunne foreta stabilitetsvurderinger av urene, viste det seg tidlig klart at det var nødvendig å ha kjennskap til beliggenhet av grunnvannstanden. Det ble valgt ut to uromåder i østre dalside der det ble utført nærmere grunnundersøkelser og befaringer. Bjørkedottura ligger ca. 3 km fra dammen og er den av urene med noen størrelse som ligger nærmest dammen. Se fig. 1. Storskreura ligger ca. 4 km fra dammen og antas å være representativ for de mektigste urene i Tunsbergdalen, og det er denne som derfor er beskrevet i det følgende.

Helningen av urene varierer mellom ca. 30^{o} nederst og ca. 36^{o} øverst med et gjennomsnitt på 32^{o}. Nederst i Storskreura varierer steinstørrelsen mellom knyttnevestørrelse og kjempeblokker på over 20 m3, Selv høyt oppe i ura finnes store blokker på adskillige m3. Bergartene i blokkene er en lys grå gneis/ gneisgranitt med sannsynligvis relativt høy fasthet. Store deler av urene er bevokst med busker og løvtrær, hvilket indikerer at det i dag foregår liten rasvirksomhet.

De undersøkelser av urene som ble foretatt i 1974, besto av seismiske målinger med et profil oppover ura og et profil langsetter foten av ura i de to områdene. Videre ble det foretatt grunnboringer, tildels med prøvetaking i foten av Storskreura, se fig. 2.

Boringene i foten av ura viser at urmassene øverst består av store blokker med åpne hulrom imellom, mens hulrommene dypere ned er fylt med sand. Under urmassene kom man inn i en annen type masser, som på grunnlag av en liten prøve med leirholdige masser, samt at massene var særlig harde å bore i, regnes å bestå av hardpakket morene.

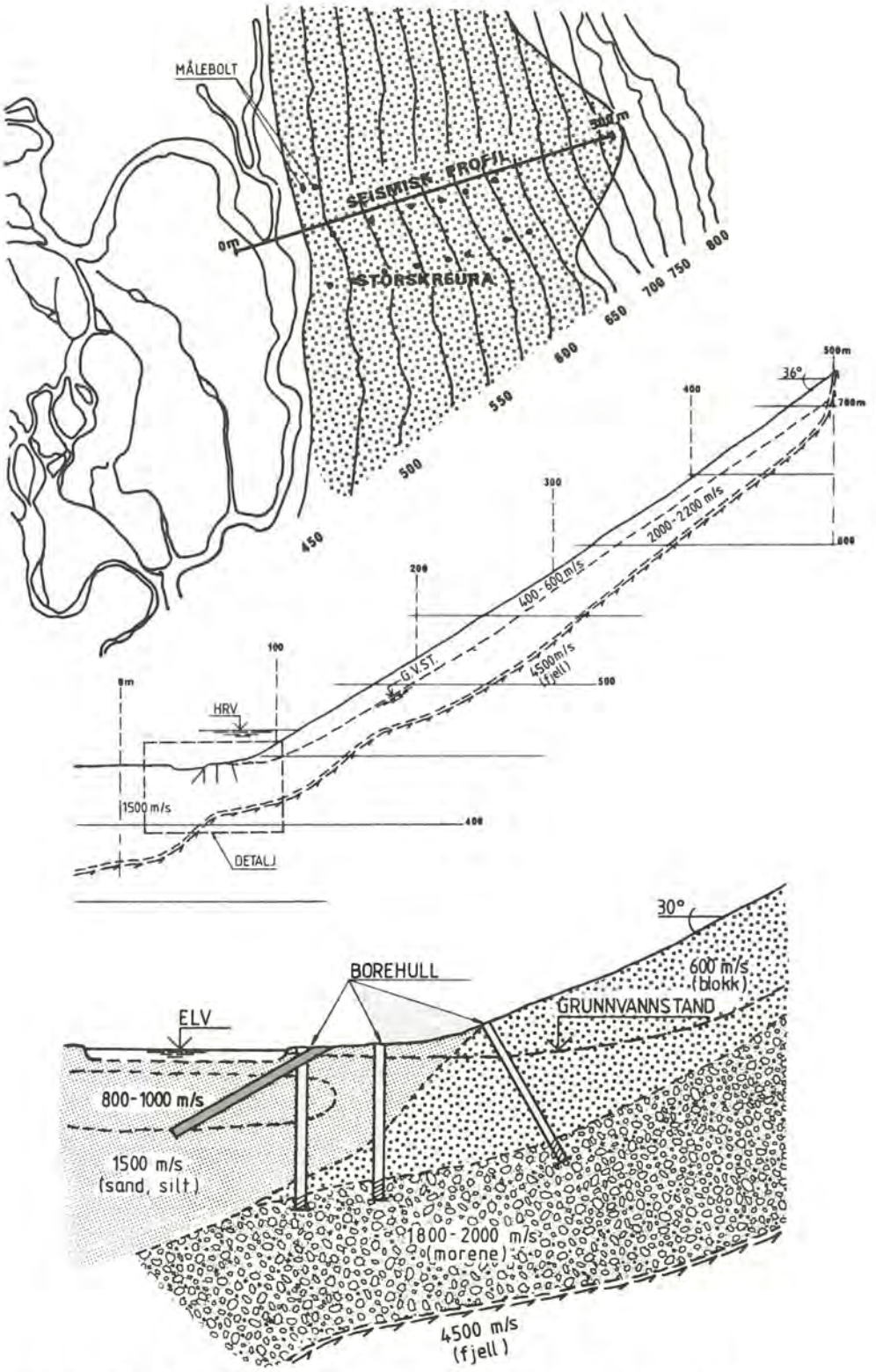


Fig. 2. Oppbygning og sammensetning av Storskreura

De seismiske målingene viser at løsmassene i den ca. 300 meter høye Storskreura gjennomgående er 30 - 35 meter tykke, se fig. 2. Løsmassene består av to lag, et øvre lag med seismisk hastighet 400 - 600 m/s og et undre lag med hastighet 1500 - 2200 m/s. Ifølge A/S Geoteam som utførte målingene, representerer grenseflaten mellom de to lagene overgang fra tørre til vannmettede masser, altså grunnvannstanden. Denne er for Storskreuras vedkommende bestemt med ca. 1 meters nøyaktighet.

Seismiske hastigheter på 1800 - 2200 m/s for det undre laget indikerer at dette må være morene, som dermed bekrefter resultatet fra boringene. Sannsynligvis er topplaget av morenen utvasket som tidligere nevnt, slik at massene her er noe grovere enn under. Videre er det rimelig at de finere urmassene sammen med forvitrede bergartsfragmenter er vasket ned i urmassene til grensen mellom morene og urmasser, slik at det her er dannet et overgangslag, sannsynligvis av relativt beskjeden tykkelse. Se fig. 3.

Vanligvis ligger permeabilitetskoeffisienten for morene på $k=5x10^{-5}$ - $5x10^{-7}$ cm/s, og det ble derfor antatt en permeabilitetskoeffisient på $k \leq 5x10^{-5}$ cm/s. Overgangslaget vil naturlig være mer permeabelt med en antatt sannsynlig permeabilitetskoeffisient på $k= 5x10^{-4}$ cm/s, mens urmassenes permeabilitetskoeffisient vil kunne variere sterkt, men være vesentlig større enn overgangslagets, se fig. 3. Prøven av urmasser tatt i et av borhullene dybde 9 meter, hadde således en permeabilitetskoeffisient på $3,5x10^{-3}$ cm/s.

Ved å betrakte nedslagfeltet for ura og avløpet ved langvarig nedbør og ved snøsmelting, er det ut fra de permabilitetskoeffisienter nevnt foran grovt anslått at gjennomstrømningen i urene kan komme opp i 0,6 -

0,7 l/s pr. m bredde av ura. Det er da tatt hensyn til at 30% av nedbøren antas å ha avrenning som overflatevann i de få bekkene som finnes i urene.

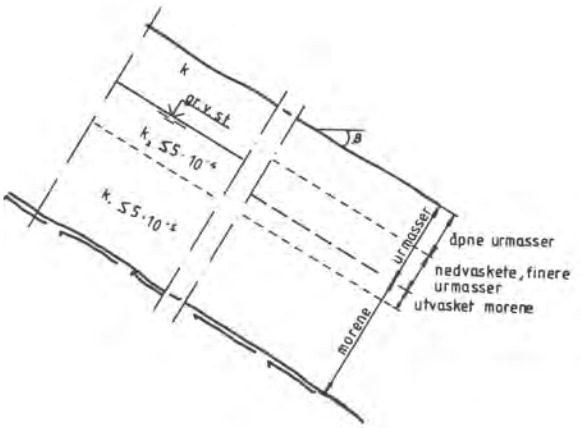


Fig. 3 Skjematisk sammensetning av ura og og antatte permeabilitetskoeffisienter (cm/s).

3. BEREGNING AV URENES STABILITET VED OPPDEMMING OG REGULERING

Ved reguleringen vil omlag de nederste 25 metrene av den 300 m høye Storskreura neddemmes. Dette vil derfor bety at de naturlige forholdene i foten av ura med hensyn på oppdrift, poretrykk og grunnvannstand endres.

Ved oppdemmingen vil følgende forhold i ura som kan tenkes å føre til at uras stabilitet nedsettes, kunne oppstå:

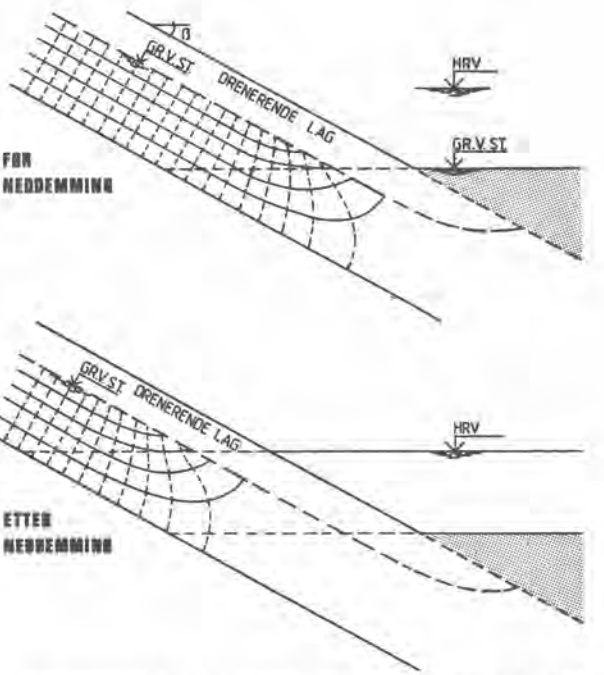


Fig. 4. Strømnett i foten av ura før og etter regulering

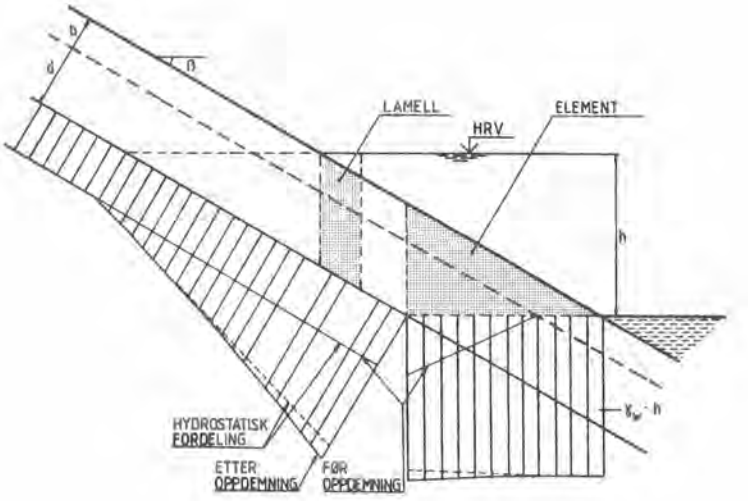


Fig. 5. Portetrykk i foten av ura før og etter regulering.

A. Ugunstigere vannstrømning gjennom ura i den neddemte delen

Her vil strømnettet forandres fra strømning tilnærmet parallelt overflaten til strømning tilnærmet normalt mot overflaten som vist i fig. 4. Det er utført beregninger av sikkerheten mot utglidning for en vertikal lamell før og etter oppdemming med de poretrykk som er vist i fig. 5. Derved reduseres sikkerheten med ca. 10% for en lamell der b/d = 0,6 med hele lamellen neddykket. For Storskreuras vedkommende er tykkelsen av ura så stor at bare en del av en slik lamell er neddykket slik at reduksjonen følgelig vil være noe lavere, 8 - 9 %.

B. Oppdrift av stabiliserende masser i foten av ura

Det er foretatt beregninger av stabiliteten av et element (fig. 5) i uras fot ved neddemming. Disse viser at netto skjærkraft mot horisontal forskyvning av lamellen vil bli betraktelig redusert. Da imidlertid den neddemte delen av ura bare utgjør en liten del av hele ura, se fig. 6, vil denne reduksjonen resultere i at uras sikkerhetsfaktor mot utglidning bare reduseres med anslagsvis 2%.

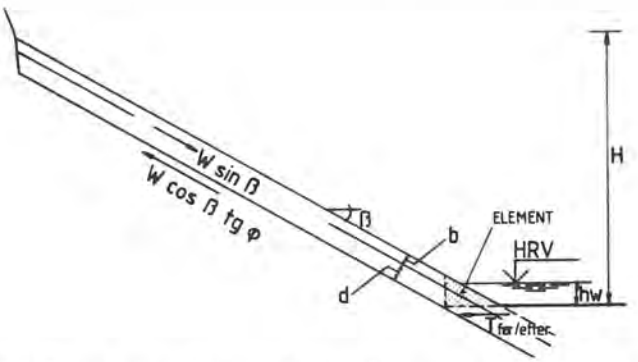


Fig. 6. Krefter som innvirker på uras stabilitet.

C. Bølgeerosjon og utvasking av masser i uroverflaten

Med en strøklengde på 5 km og antatt vindhastighet på 30 m/s, er nødvendig steinstørrelse for å unngå bølgeerosjon omtrent 600 kg. Da overflaten av ura i neddemmingsområdet utgjøres av steinblokker med midlere størrelse på ½ - 1 m3, tilsvarende 1,4 - 2,7 tonn, vil ikke vindgenererte bølger forårsake erosjon eller utrasing av uroverflaten.

D. Økende poretrykk i foten av ura ved hurtig nedtapping av magasinet

Hurtig nedtapping av magasinet på ca. 1 m/døgn kan føre til at de vannmettede massene i ura over naturlig grunnvannstand dreneres langsommere enn vannstanden synker i magasinet, slik at det dannes større poretrykk i massene. Forat massene i ura over naturlig grunnvannstand skal kunne dreneres i takt med senkningen, må permeabilitetskoeffisienten i disse massene da være:

$$k_t \geq v_u/i = v_t/\sin^2\beta \text{ cm/s} = 4{,}8 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$$
$$(i = \sin\beta = 0{,}5)$$

Med de vannmengder som naturlig renner gjennom ura under langvarige regnværsperioder, er det tidligere antydet at en vannmengde på 6-700 cm3/s pr. meter bredde vil gjennomstrømme ura.

I det tettere (morene-)laget av ura, under grunnvannstanden, vil det passere ca. 30 cm3/s pr. m bredde. De resterende ca. 600 cm3/s må passere gjennom laget over. Med en sannsynlig tykkelse mindre enn 10 m på dette laget, blir $k = 1{,}3 \times 10^{-2}$ cm/s og altså større enn k_t.

4. VURDERINGER AV STABILITETSBEREGNINGENE

I pkt. 1 og 2 foran er det vist at uras sikkerht mot utglidning vil reduseres som følge av oppdemmingen. Hvorvidt de beregnede reduksjonene kan føre til at det vil oppstå utglidninger av ura, avhenger av hvilken naturlig sikkerhet ura har. Da denne vanskelig kan beregnes nøyaktig p.g.a. flere usikre parametere, ble det ved å sammenligne med tidligere erfaringer, foretatt vurderinger av hvilket omfang og hvordan eventuelle utglidninger vil kunne foregå.

Blant de få erfaringer fra neddemming av løsmasser i dalsider som er publisert, finnes to artikler fra reguleringen av Gepatsch-magasinet i Vest-Tyrol, ref. (1) og (2). Under oppfyllingen av dette magasinet oppsto det bevegelser av urene da vannet sto 40 meter opp i disse. Dette var foranledningen til at det ble foretatt undersøkelser av løsmassene og utført omfattende beregninger av massenes stabilitet supplert med modellforsøk. Det ble ut fra disse konkludert med at oppdemmingen ikke vil føre til utglidninger av massene i form av skred, men at de derimot vil kunne bestå av en begrenset bevegelse. Denne vil bli størst når ca. 40% av massene er neddemt, forutsatt at massene på forhånd er i labil likevekt. På grunn av urers dannelsesmåte og de naturlige poretrykksbelastninger under snøsmelting og langvarig nedbør som tidligere omtalt, er det vanlig å anta at disse har en viss naturlig sikkerhet mot utglidning. For massene ved Gepatsch-magasinet måtte således vannet nå hele 40 meter opp i massene før labil likevekt inntrådte og sikkerheten mot utglidning ble overskredet.

Det er flere likhetspunkter når det gjelder forholdene i Gepatsch-magasinet og i Tunsbergdalen. Mektigheten av massene er omtrent av samme størrelse, samt at den underste delen av massene begge steder utgjøres av

morene. Det er imidlertid en liten forskjell i helningen på massene, idet massene ved Gepatsch er knappe 5^{o} brattere i foten. Det synes derfor å være tilstrekkelig grunnlag for å sammenligne forholdene på de to stedene. Forutsatt en kontrollert oppfylling av magasinet i Tunsbergdalen, ble det således ut fra erfaringene fra Gepatsch-magasinet konkludert med at en eventuell utglidning av Storskreura ikke ville resultere i skred, men i ugunstigste fall en begrenset bevegelse på maksimalt 5 meter, dersom urene mot formodning i naturlig tilstand skulle være i nær labil likevekt.

5. ERFARINGER FRA 5 ÅRS REGULERING AV MAGASINET

I Bjørkedottura og Storskreura ble det i 1974 montert og innmålt henholdsvis 12 og 16 målebolter i store steinblokker i uroverflaten.

Det er i de 9 årene som er gått, foretatt 4 innmålinger av boltene for å se om det foregår bevegelser av urmassene. Hverken i de i de 2 målingene før eller i målingene etter reguleringen er det registrert målbare bevegelser.

Etter de erfaringene man har fått fra 25 m neddemming av Storskreura kan det være fristende å spørre hvor høyt opp i ura det kan demmes uten at bevegelser oppstår. Dersom Storskreura har omlag samme sikkerhet mot utglidning som urene ved Gepatsch-magasinet, vil ikke bevegelser oppstå før etter vel 40 meters hevning av vannstanden. Med omtrent 5^{o} slakere helning på Storskreura har den sannsynlig en større naturlig sikkerhet mot utglidning, slik at antagelig mer enn 40 m av ura vil kunne neddemmes uten at bevegelser oppstår.

REFERANSER

(1) Breth, H (1967)
The dynamics of a landslide produced by filling a reservoir 9th int.congr. on large dams, vol. 1, pp. 37-45

(2) Lauffer, H., Neuhauser, E., Schober, W. (1967)
Uplift responsible for slope movements during the filling of the Gepatsch reservoir.
9th int.congr. on large dams, vol. 1, pp. 669-693

(3) Gerber, E., Scheidegger, A.E. (1974)
On the dynamies of scree slopes.
Rock Mechanics. Vol. 6 no 1, pp. 25-39

(4) Warrick, A.W., Lomen, D.O. (1974)
Seepage through a hillside: the steady water table.
Water Resources Res. 10 no 2, pp. 279-283

(5) Chandler, R.J. (1973)
The inclinations of talus, arctic talus terraces and other slopes composed of granular materials.
J. Geol. 81 no 1, pp. 1-14

(6) Morgenstern, N. (1963)
Stability charts for earth slopes during rapid drawdown
Geotechnique vol XIII no. 2

SPRØYTEBETONG MOT SPRAKEFJELL I TAFJORD

(Shotcrete against rock fall in spalling rock in Tafjord)

Siv.ing. Jan P. Åsvold,
Vegdirektoratet, Veglaboratoriet.

I SAMMENDRAG

Den stålfiberarmerte sprøytebetongen i Hegguratunnelen i Tafjord tilfredsstiller alene ikke kravene som stilles til permanent sikring i en vegtunnel. Tykkelsen på betonglaget er svært varierende, og den gjennomsnittlige tykkelse er langt under de 10 cm som var forutsatt. Til tross for en stedvis intensiv bolting før sprøytebetongen ble påført, har bergtrykket inntil nå påført betongen riss og avskallinger. Før tunnelen kunne åpnes var det derfor nødvendig med en omfattende etterrensk og etterbolting.

Der hvor sprøytebetongen ble påført like inn til stuff, fungerte den sammen med boltene tilfredsstillende som arbeidssikring. Der hvor boring av ny salve ikke ble hindret av sprøytingen, kunne med fordel utprøvede sikringsmetoder vært brukt. Sprøytebetonglagets hovedfunksjon i dag synes å være å holde løse bergslagsfragmenter på plass.

Summary

The steel-fibre armed shotcrete in Hegguratunnel in Tafjord does not on its own satisfy the demands for the permanent stability in a road tunnel. The thickness of the shotcrete layer varies considerably, and the average thickness is much less than the 10 cm which were presupposed. In spite of an occasionally intensive bolting before shotcreting, the stress has until recently caused rock fragments to have broken through the shotcrete layer. Before the tunnel was opened for public use, a rescaling and rebolting therefore had to be done.

Where it was necessary to do the shotcreting before the drilling of a new round, the shotcrete together with the bolts functioned satisfactory as a working stabilizator. Where this was not necessary, bolting and netting would have been preferable. The main function of the shotcrete to-day seems to be to prevent allready loose rock fragments to fall down.

II INNLEDNING

Hegguratunnelen er den første vegtunnel i Norge hvor stålfiberarmert sprøytebetong har vært brukt som arbeidssikring og permanent sikring i et sprakefjellsområde. Det er derfor av stor betydning at man fortløpende vurderer om denne sikringsmetoden tilfredsstiller de krav til sikkerhet som stilles i en vegtunnel.

Beregninger og spenningsmålinger (1) foretatt i Hegguratunnelen nov.-81 (tabell 1) tyder på at man har med dalsidespenninger med middels spenningsanisotropi å gjøre. Største hovedspenning står nær parallelt dalsiden og midlere hovedspenning står nær normalt foliasjoner i området. Fjellet består av gneiser med linser av granulittisk sammensetning og ganger med amfibolitt.

Tunnelaksen ligger nær parallelt med dalsiden. Dette tilsier store tangentialspenninger i vederlaget mot dalsiden og sålen i det diametralt motsatte hjørne av tunnelprofilet. Dette stemmer godt overens med typen stabilitetsproblemer som oppsto under drivingen. Tydelig kjøldannelse i nevnte vederlag i enkelte partier med høy bergslagsintensitet bekrefter dette.

Det ble forutsagt at man ville få stabilitetsproblemer nær dalsiden p.g.a. høy spenningsanisotropi. For i størst mulig grad å unngå disse problemene ble traséen lagt i en bue inn i fjellsiden der det ble antatt at det ville være mer isotrope spenningsforhold. Det som skjedde var imidlertid at problemene med bergslag oppsto først 700-800 m fra begge påhuggene. Man valgte da å gå i rett linje fra disse stedene da man regnet med at trykket ikke ville avta videre langs den planlagte traséen. Langs den valgte traséen (1) fikk man til dels store problemer p.g.a. høy bergsalgsintensitet. Fjellpartiet langs de første 700-800 m måtte derfor til dels være spenningsavlastet da bergartens foliasjon og 1. hovedsprekkesystem går parallelt med dalsiden.

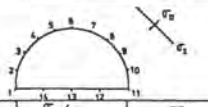
Hvorfor er det anisotrope spenningsforhold såpass langt inn i fjellet? For å besvare dette kan en se på det erfaringsmateriale som teorien om dalsidespenninger bygger på. Teorien bygger på undersøkelser av fjellanlegg

DOORSTOFFERMÅLINGER					
PELAR.	STIGNING (°)	HULLDYP (m)	HOVEDSPENNINGER σ_1	σ_2	θ (°)
3517	47	0,50	28,7	4,6	-3,4
3517	47	1,00	26,3	6,2	-15,4
3947	38	0,55	6,1	1,9	3,9
3947	38	1,15	4,2	2,5	4,4
5680	48	0,60	10,6	5,5	-18,6
6020	49	0,55	25,5	7,4	2,1
BETONG	48	0,05	0,9	0,1	11,6

TREDIMENSJONAL SPENNINGSMÅLING VED PEL 6020	
Hoved-spenninger (MPa)	σ_1 = 24,8 σ_2 = 9,3 σ_3 = 6,6
Normal-spenninger (MPa)	σ_x = 15,5 σ_y = 8,5 σ_z = 16,4
Skjær-spenninger (MPa)	τ_{xy} = 2,2 τ_{xz} = 8,5 τ_{yz} = 0,4

TABELL 9

SPENNINGSKONSENTRASJONER RUNDT TUNNELPROFILET VED PEL 6020



PUNKT	σ_t/σ_I	σ_t/σ_{II}	σ_t (MPa)	σ_t teoret.
1	6,9	-0,6	165,6	
2	1,4	1,7	45,9	
3	-0,4	2,7	7,9	
4	-0,9	3,1	-1,9	
5	-0,7	2,9	1,8	
6	1,1	1,1	34,5	
7	2,9	-0,7	67,3	
8	3,1	-0,9	70,9	95,4
9	2,7	-0,4	64,3	
10	1,7	1,4	51,4	
11	-0,6	6,9	25,7	
12	-0,5	0,9	-6,5	
13	0,3	0,3	9,4	
14	0,9	-0,5	19,0	

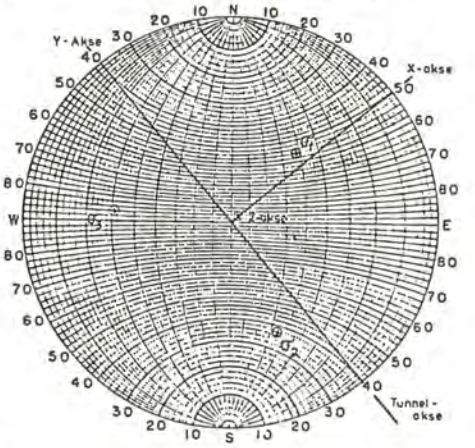


Fig.21 Hovedspenningsretninger plottet i øvre halvkule projeksjon, der det er tatt hensyn til koordinatsystemets orientering i forhold til tunnelen. (Se også bilag 61 og 62).

Tabell 1. Spenningsmålinger i Hegguratunnelen. Etter (1).

med bergslagsproblemer hvor den korteste avstand d (fig. 1a) fra tunnelen mot dalsiden er mindre enn et par hundre meter. I Hegguratunnelen er d større enn 300 m både for den valgte og planlagte tracéen.

Undersøkelsene viser at bergtrykksproblemer i dalsider oppstår når høyden h (fig. 1a) fra høybrekket på dalsiden ned til horisontalplanet hvor tunnelen ligger er $\geq$ 500 m, og når samtidig høybrekket ligger mer enn 25° (vinkelen α) skrått opp fra tunnelen. I Hegguratunnelen er h større enn 1200 m og α er mye større enn 25°. Denne situasjonen ville ikke ha endret seg vesentlig om man hadde fulgt den planlagte tracéen. Ut fra dette kan man forvente høye dalsidespenninger i det aktuelle området. Ser en på fig. 1b hvor ytterverdiene for strekkfastheten (I_s) for bergartene i anlegget er avsatt på ordinataksen og max. tangentialspenning ved pel 6020 er avsatt på abcisseaksen, ser en at disse verdiene tilsvarer stor bergslagsintensitet.

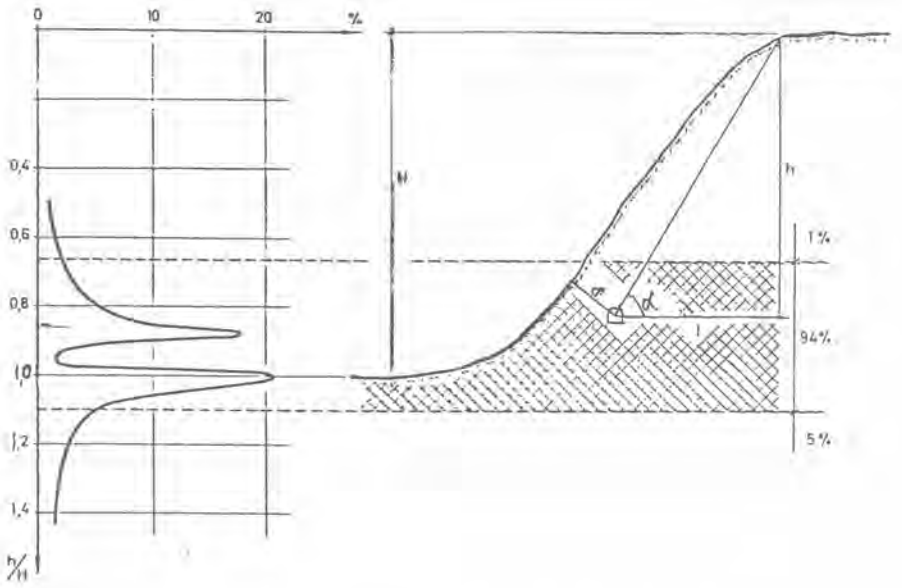


Fig. 1a Dalsideprofil med tilhørende hyppighetskurve som viser anleggenes beliggenhet i det generelle profilet. Etter (5).

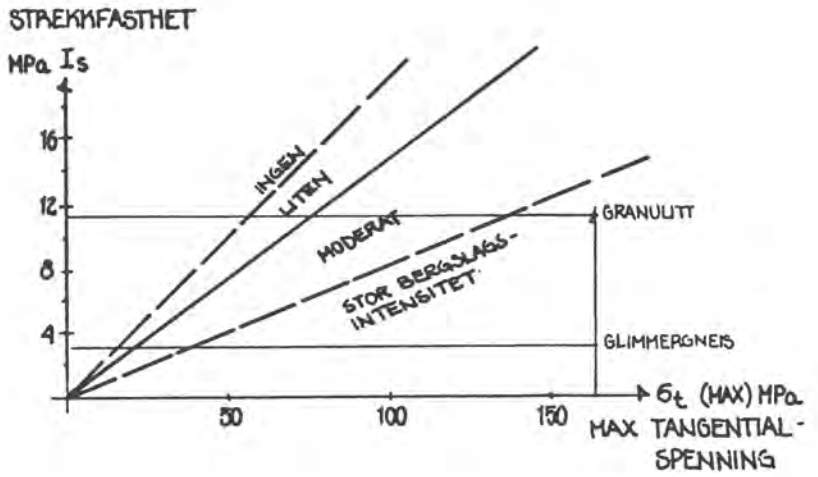
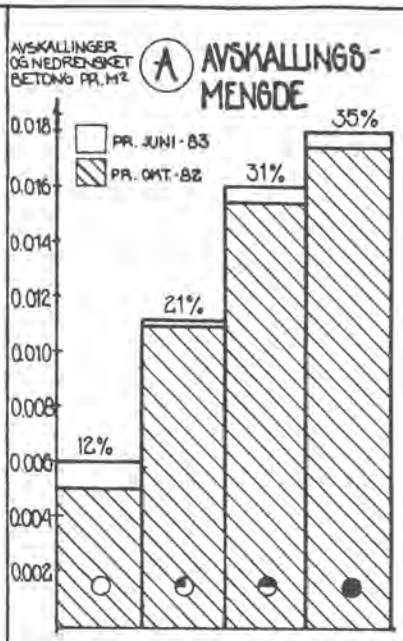


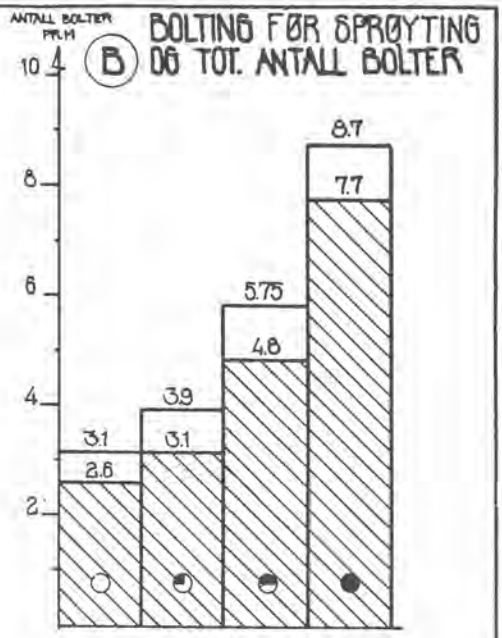
Fig. 1.b. Max. tangentialspenning ved pel 6020 plottet sammen med høyest og lavest målte strekkfasthet på bergartene i tunnelen tilsier stor bergslagsintensitet.

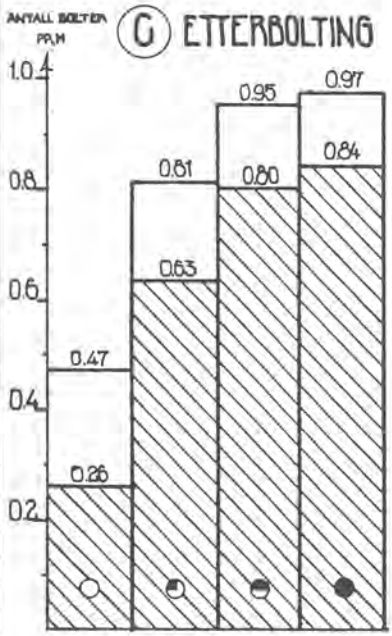
III FJELLSIKRING

a) Bolter

Det er under drivingen boltet med tilsammen 15500 2,4 m og 3,0 m lange Ø 20 mm polyesterforankrede Ørsta kamstålbolter. Disse boltene står i mange tilfelle på skrå i forhold til tunnelaksen og foliasjonsplanet hvilket reduserer effekten av boltingen betraktelig. I stedet for trekantskiver har en her brukt Ø 15 cm skiver på boltene for å hindre at vedheften mellom fjellet og betongen ikke skulle reduseres.
Disse boltene ble satt inn umiddelbart etter arbeidsrensk hovedsaklig langs en strekning på 3800 m, dvs. ca 4 bolter pr. m. Av fig. 2 b går det fram at boltemengden er direkte avhengig av bergslagsintensiteten.







TEGNFORKLARING:

- STOR BERGSLAGSINTENSITET
- MODERAT ——"——
- LITEN ——"——
- INGEN ——"——

AVSKALLINGENE ER GITT VEKTTALL ETTER STØRRELSE.

FIG. A: AVSKALLINGSMENGDE I SPRØYTEBETONGEN I FORHOLD TIL BERGSLAGSINTENSITET.

FIG. B: BOLTING PÅ STUFF (SKRAVERT) OG TOTALT ANTALL BOLTER.

FIG. C: ETTERBOLTING. DET SKRAVERTE FELTET VISER BOLTMENGDEN PÅ SIDEN HVOR DET ER PÅFØRT SPRØYTEBETONG.

STOLPEDIAGRAM OVER AVSKALLING OG BOLTING

HEGGURA TUNNELL, TAFJORD

FIG. 2 SIDE 6

Dato/Sign.: 10.03.83 OS

I partier hvor bergartsintensiteten er karakterisert som stor, moderat, liten og ingen, er det boltet henholdsvis med 7,7, 4,8, 3,1 og 2,6 bolter pr. løpemeter. Hensikten med bruken av stålfiberarmert sprøytebetong mot bergslag, nemlig å redusere antall bolter betraktelig, ble derfor ikke oppnådd.

Til etter-sikring (fig. 2 c) er det totalt brukt 5246 bolter eller ca. 1 bolt pr. m tunnel. Av disse er 4200 innsatt i tunnelens vestside (sjøside). Av de 4200 er 2422 innsatt på sprøytebetongen, d.v.s. ca. 0,6 bolter pr. m tunnel med sprøytebetong. I tunnelens østside er det på denne strekningen satt inn 691 bolter, d.v.s. ca. 0.2 bolter pr. m tunnel. Totalt over hele profilet er det på denne strekningen etterboltet med 3113 bolter, d.v.s. ca. 0,8 bolt pr. m tunnel (se fig. ?).

b) Sprøytebetong.

I tillegg til boltene er fjellet fra pel 3310 - pel 7262 på vestsiden (sjøsiden) fra midten av hengen og ned til ca. 1,5 m over sålen påført stålfiberarmert sprøytebetong. Betongen (1) har følgende sammensetning: 1600 kg tilslag, 450 kg sement, 36 kg silica (8%), 75 kg 14,5 mm EE-fiber C ca. 1 vol.%), 3 l Rescon P vannreduserende stoff), 20 l Akselerator Rescon sprut, 243 l vann. Totalt er det brukt 2650 m^3 sprøytebetong på en strekning på ca. 3800 m. Ved å anta et prelletap på 10%, blir det 0,63 m^3 pr. m. Gjennomsnittlig teoretisk tykkelse på sprøytebetonglaget blir da ca. 10 cm. På Fjøråsiden ble sprøytebetongen for det meste påført 3-4-5 salvelengder bak stuff. Det vil si at boring og lading av ny salve ikke ble hindret av sprøytingen. På Muldalssiden ble betongen påført 1-2 salvelengder bak stuff. I noen tilfelle var problemene med bergtrykket så store at sprøyting helt framme på stuff var nødvendig. Betongen ble påført i to lag å 5 cm. Den forrige salvelengden ble overlappet samtidig som den påfølgende salvelengde ble påsprøytet det første laget.

P.g.a. at den virkelige overflate er mye større enn den teoretiske er den gjennomsnittlige tykkelsen langt lavere enn 10 cm.. Tykkelsen er svært varierende fra under 1 cm enkelte steder på veggene opp til 12-15 cm på steder i vederlag hvor det er tydelig kjøldannelse.

Sprøytebetongen er senere påført mange riss og avskallinger (4). Vedheften mellom betong og fjell er i mange av tilfellene ødelagt i de nærmeste områdene rundt avskallingene. Tykkelsen på sprøytebetongen i disse områdene er som regel mye tynnere enn gjennomsnittet. Men det finnes eksempel på at store blokker med 12 cm tykt betonglag er falt ut.

I følge opplysninger har mye av skadene oppstått i den første tiden etter at betongen er påført. Den første systematiske registreringen av skader på sprøytebetongen ble foretatt i sept. 82.

Ved ny inspeksjon i juni 83 ble det påvist at det har oppstått noen få nye avskallinger. Den største av disse forekom i veggen i et parti hvor det tidligere ikke var registrert bergslagsaktivitet. I tillegg har vegvesenet i løpet av sommeren og høsten 82 foretatt etterrensk av tunnelen hvor løse betongflak er rensket ned. På disse stedene ble det satt inn bolter.

Fig. 2a viser at det er sammenheng mellom bergslagsintensitet og avskallingsmengde med flest avskallinger hvor bergslagsintensiteten er klassifisert som moderat og høy. Vrengte skiver på bolter som står ut opp til 50 cm fra tunnelkonturen tyder på at bergtrykket i enkelte av disse partiene må ha vært stort. Fig. 1a viser også at det er så og si like mange skader på sprøytebetongen med moderat bergslagsintensitet som ved høy. Fig. 1b viser en tydelig sammenheng mellom bergslagsintensiteten og antall bolter isatt på stuff.

Årsaken til at det er like mange skader på betongen i partier med moderat og med høy bergslagsintensitet skyldes derfor en kombinasjon av to forhold:

1) Det er partier med høy bergslagsintensitet innsatt atskillig flere bolter på stuff (1,6 x flere) enn i partier med moderat bergslagsintensitet.

2) Avskallingsprosessen i fjellet har i partier med høy bergslagsintensitet i motsetning til partier med moderat og liten bergslagsintensitet skjedd så raskt at bergtrykket rundt tunnelkonturen i større grad var utjevnet før betongen ble påført.

   Av 2 følger at man ved moderat bergslagsintensitet har større sjanse for å sprøyte på "klinkt" fjell. M.a.o. er tunnelkonturen ved sprøyting mindre oppsprukket. Den maximale tangentialspenningen ved profilet vil ligge nærmere tunnelkonturen (fig. 3). Dette kan i enkelte tilfelle gi større påkjenning på betongen.

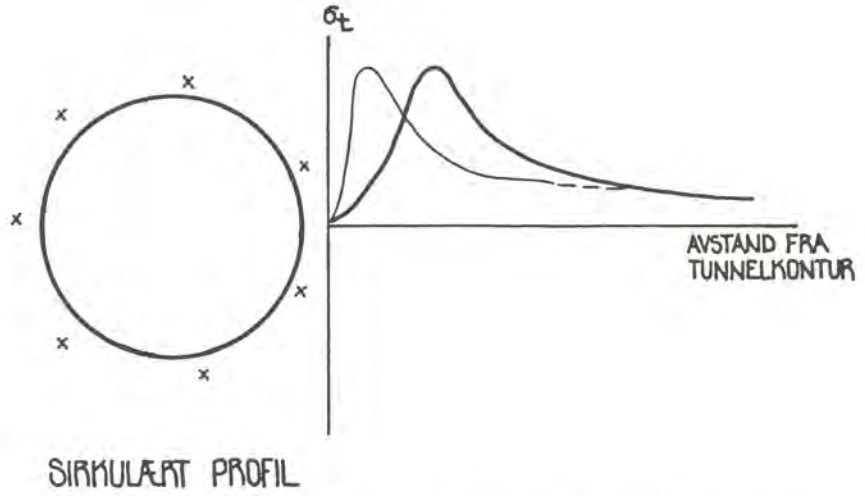


Fig. 3. Tangentialspenningen σ_t når sitt maksimum et stykke inn fra tunnelkonturen for så å avta mot en normal verdi lenger ut. Hvor langt ut fra tunnelkonturen tangentialspenningen når sin maksimumsverdi avhenger av oppsprekningen og følgelig bergslagsintensiteten.

I partier med store vannlekkasjer under påføringen av sprøytebetongen har betongen ikke festet seg til fjellet. Ellers er betongen ved de fleste vannlekkasjer utsatt for kalkutfelling. Frostskader på betongen er ikke observert.

IV INNDRIFTER

Figuren viser en tydelig sammenheng mellom bergslagsintensitet og ukeinndrift selv om det vanligvis forekommer partier med forskjellig bergslagsintensitet innenfor en og samme uke. Under driften ble det kjørt med 2 skift á 9 timer pr. dag i 5 dager pr. uke.

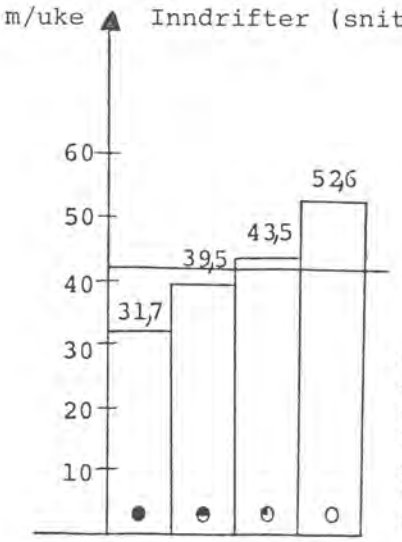


Fig. 4. Ukeinndrifter i forhold til bergslagsintensitet.

● Stor bergslagsintensitet
◕ Moderat "
◔ Liten "
○ Ingen "

De høye inndriftene skyldes at forholdsvis lite tid ble brukt til rensk. Dessuten ble sprøytebetongen i mange tilfelle påført så langt bak stuff at boring av ny salve ikke ble hindret av sprøytingen. I de tilfeller hvor sprøytebetongen ble påført helt inn til stuffen fremfor videre rensking og bolting, ble mye tid spart.

V KOSTNADER

Heggura tunnel

Tunneldriving	kr.	25.630.000,-
Bolting, nett, bånd	"	5.036.000,-
Tilleggsarbeider		
Fiberarmert sprøytebetong)	"	9.923.000,-
Sprøytebetong på stuff)	"	134.000,-
Grøft gjennom tunnel)	"	793.000,-
Skeivt profil, trafoer, overmasser etc.	"	345.000,-
Godtgjørelse for heft ved ekstrarensk	"	2.596.000,-
Godtgjørelse for tettere boring og salvereduksjon	"	66.000,-
Sum	kr.	44.523.000,-
Nordal kommune, strøm	kr.	576.000,-
Kraftlinje	"	527.000,-
Byggeledelse	"	990.000,-
Utgifter ved Tafjord Kraftselskap kabel, lys, trafoer, singel, grøft etc. .	"	1.776.000,-
Sum for Heggura og Skjegghammer	kr.	3.869.000,-
Fordelt på Heggura	kr.	3.440.000,-
	kr.	44.523.000,-
	"	3.440.000,-
Prisstigning i anl.perioden	"	6.690.000,-
Sum anleggskostnader	kr.	54.653.000,-

Arbeider i Vegvesenets egen regi:

Rensk etter bolting	kr.	1.950.000,-
Grøft	"	395.000,-
Vannsikring (ikke fullført)	"	300.000,-
2 stk. portaler	"	205.000,-
Fellesutgifter	"	250.000,-
Sum	kr.	3.100.000,-
Vegdekke kr. 300,- pr. m x 5266 m	"	1.579.800,-
Sum	kr.	4.679.800,-

Kostnader pr. m:

Anleggskostnader kr. 54.653.000/5266 m ...	kr.	10.400,-	pr. m
Arbeider i egen regi kr. 4.679.800/5266 m	"	890,-	" "
Tot. sum	kr.	11.290,-	pr. m

Kostnader pr. m med sprøytebetong:

kr. 10.057.000/3800 m (Halve profilet) ...	kr.	2.647,-	pr. m

Den totale kostnaden for hele "Veg til Tafjordprosjektet" er i dag regnet å koste ca. 77 mill. kr.

Dette dekkes av:

Tafjord Kraftselskap	46,2%
Olje- og Industridepartementet	27,8%
Møre og Romsdal fylkeskommune	18,6%
Norddal kommune	7,4%

Kostnader fjellsikring:

a) Sikringskostnader pr. m ved stor bergslagsintensitet (330 m)

Kostnader sprøytebetong pr. m	kr. 2.660,-
Bolting kr. 338 x 7,7 pr. m	" 2.603,-
Etterrensk, etterbolting 370 x 1 pr. m	" 370,-
Sikringskostnader pr. m ...	kr. 5.633,-

b) Sikringskostnader pr. m ved moderat bergslagsintensitet (905 m)

Kostnader sprøytebetong pr. m	kr. 2.660,-
Bolting kr. 338 x 4,8	" 1.622,-
Etterrensk, etterbolting kr. 370 x 0,95 ...	" 350,-
Sikringskostnader pr. m	kr. 4.632,-

c) Sikringskostnader pr. m ved liten bergslagsintensitet (1849 m)

Kostnader sprøytebetong pr. m	kr. 2.660,-
Bolting kr. 338 x 3,1	" 1.048,-
Etterrensk, etterbolting kr. 370 x 0,8	" 296,-
Sikringskostnader pr. m	kr. 4.004,-

d) Sikringskostnader pr. m ved ingen bergslagsintensitet (647 m)

Kostnader sprøytebetong pr. m	kr. 2.660,-
Bolting kr. 338 x 2,6	" 879,-
Etterrensk, etterbolting kr. 370 x 0,5	" 185,-
Sikringskostnader pr. m	kr. 3.724,-

Det er her regnet med middelkostnader for bolting kr. 338,- pr. bolt.

De totale sikringskostnadene på strekningen med sprøytebetong beløper seg til: 16,9 mill. kr.

VI KONKLUSJON OG DISKUSJON

1. Fjellsikring

Hvorvidt og når man vil få avskallinger i en tunnel vil avhenge av flere forhold, bl.a. spenningsanisotropien, retningene på hovedspenningene i forhold til tunnelretningen, bergartens styrkeegenskaper, E-modul etc.

Ved høyt spenningsnivå vil som regel bergslagsintensiteten være størst like etter frisprengningen for så å avta forholdsvis raskt ved at trykket rundt konturen omlagres og utjevnes inntil en likevektstilstand vil inntre.

Ved moderat og lavere spenningsnivå vil utjevningen skje senere med lavere intensitet og muligheten for krypbrudd vil være til stede i lang tid fremover. *)

Avskallingsintensiteten, tidspunktet for avskalling og bruddtype vil i stor grad avhenge av bergartens E-modul som igjen er retningsavhengig.

I Hegguratunnelen hvor tykkelsen på sprøytebetonglaget er varierende og på mange steder er svært tynt, har man til nå fått mange avskallinger i sprøytebetonglaget. Dette sammen med boltemengden tyder på at sprøytebetongen ikke er sterk nok til å tåle de påkjenninger som et høyt spenningsnivå vil påføre den. Det er boltene som forsterker fjellet og som får likevektstilstanden til å inntre raskere. Boringer (1) i sprøytebetonglaget viser at det er svært vanskelig å få ut kjerneprøver uten at vedheften mellom fjellet og sprøytebetongen ødelegges. Befaringer i tunnelen viser at i området rundt en avskalling er det ofte åpninger på flere cm mellom fjellet og sprøytebetonglaget. Det er tydelig at det svakeste leddet i denne kjeden er vedheften mellom betongen og fjellet. Det vil si at skjærspenninger i svært liten grad vil kunne overføres fra fjellet til betongen.

Det er mange bompartier. Der hvor sprøytebetongen er skadefri kan en vanskelig vite om bomdannelsen har skjedd i fjellet eller i overgangen fra fjell til betongen. For å klarlegge dette må man foreta en systematisk boring i disse partiene.

---

*) Laboratorieforsøk på ubeskadigede bergartsprøver viser at krypbrudd inntreffer ved et spenningsnivå på ca. 75% av trykkfasthet. I en insitu-situasjon hvor en har med mye større bergartsvolum med riss og sprekker å gjøre, vil denne verdien være mye lavere.

Spenningsmålinger (tab. 1) viser at sprøytebetonglaget er spenningsfritt. Den bolting, etterrensk og etterbolting som allerede er foretatt, samt at det har skjedd avskallinger i sprøytebetongen inntil ca. 2,5 år etter at betongen ble påført viser at betonglaget alene ikke tilfredsstiller sikkerhetskravene til permanent sikring som stilles i en vegtunnel. Den bør kombineres med systematisk bolting. Betonglagets funksjon blir da som et skall eller lim som holder løse bergslagspartikler på plass.

Spørsmålet som det gjenstår å besvare er følgende: Ville situasjonen vært en annen dersom betonglaget overalt hadde vært min. 10 cm tykt? Nyere beregninger tyder på at et stålfiberarmert sprøytebetonglag bør være 10-15 cm tykt for å motstå store bergtrykk.

Dette ville ha fordyret sikringen med sprøytebetong vesentlig anslagsvis fra 10 mill.kr. til ca. 14 mill.kr. (Tot. kr. 3.700 pr. m tunnel med sprøytebetong).

2. Inndriften

Inndriften er til dels svært god. To av årsakene til dette må være at sprøytebetongen som regel ble påført så langt bak stuff at boring og lading ikke ble hindret, og at det er brukt lite tid til rensk.
For det tredje ble mye tid vunnet der man sprøytet helt frem til stuff i stedet for videre rensking og bolting.

3. Kostnadene

Kostnadene for tunnelen er bemerkelsesverdig lave, bergtrykksproblemene tatt i betraktning. Dette må i stor grad tilskrives den høye inndriften. Bruken av stålfiberarmert sprøytebetong utgjør ca. 10 mill.kr.

3.1 Kostnader alternative sikringsmetoder

1) Bolting

- Stor til moderat bergslagsintensitet

Antar brukt 40 bolter m/trekantskiver pr. salve.

Bolting kr. 370,- x 40		kr. 14.800,-
Etterrensk, renskebukk		" 500,-
	Tot.	kr. 14.020,-

Pris pr. m: kr. 3.700,-

- Liten til ingen bergslagsintensitet

Antar brukt 20 bolter pr. salve.

Bolting kr. 370,- x 20		kr. 7.400,-
Etterrensk, renskebukk		" 500,-
	Tot.	kr. 7.900,-

Pris pr. meter: kr. 2.000,-

Totale kostnader på strekningen hvor det nå er sprøytebetong = 9,7 mill. kr.

2) Oppsetting av nett bak stuff.

Antar brukt 40 bolter pr. salve.

a) Stor til moderat bergslagsintensitet

Kostnader bolting kr. 370 x 40 pr. salve	kr.	14.800,-
Flettverksskiver kr. 8 x 40 pr. salve	kr.	320,-
Muttere til flettverksskiver kr. 1,7 x 40	"	68,-
Lønnskostnader 3 mann å kr. 140 pr. t. (til nett)	"	420,-
Renskebukk	"	200,-
Nett 32 m^2 å kr. 15	"	480,-
Etterrensk	"	300,-
	kr.	16.588,-

Kostnader pr. løpemeter kr. 16.588/4 = kr. 4.150,-

Ved store bergslagsproblemer er det ikke urealistisk å regne med 40 bolter pr. salve hvor boltenes funksjon blir å forsterke fjellet. Ved mindre bergslagsproblemer er det ikke nødvendig med så mange bolter for å stabilisere fjellet. Nettets funksjon er i begge tilfelle å hindre løste bergslagspartikler å falle ut i vegbanen.

b) Liten til ingen bergslagsintensitet

Antar brukt 20 bolter pr. salve.

Kostnader bolting kr. 370 x 20 pr. salve	kr.	7.400,-
Flettverksskiver kr. 8 x 20	"	160,-
Muttere til flettverksskiver kr. 1,7 x 20	"	34,-
Lønn, renskebukk, etterrensk, nett	"	1.400,-
Tot. pr. salve	kr.	8.994,-

Kostnader pr. løpemeter kr. 8.994/4 = kr. 2.250,-

Bolteprisen er her satt til kr. 338,- pr. bolt som er middelverdien av bolteprisen i Hegguratunnelen. Boltene er antatt innsatt på stuff.

Ved beregning av alternative sikringskostnader er det forutsatt bruk av trekantskiver istedenfor sfæriske skiver. Kostnaden pr. bolt blir da ca. kr. 370,-.

Dette kunne ha vært et alternativ til sprøytebetong spesielt i partier med liten til ingen bergslagsintensitet da sprøytebetongen for det meste ble påført ca. 4 salvelengder bak stuff.

De totale kostnadene for dette alternativet blir:

(4150x330+4150x905+2250x1849+2250x647) kr. = 10,7 mill. kr.

3) Oppsetting av nett på stuff

a) Stor til moderat bergslagsintensitet.

Antar brukt 40 bolter pr. salve.

Bolter er forutsatt innsatt på stuff.

Bolting kr. 370 x 40	kr.	14.800,-
Nett 32 m^2 á kr. 15	"	480,-
Flettverksskiver kr. 8 x 40	"	320,-
Muttere kr. 1,7 x 40	"	68,-
Renskebukk	"	200,-
Lønnskostnader 3 mann á kr. 140 i 1 time	"	420,-
Stoppkostnader	"	2.000,-
Tot. pr. salve	kr.	18.288,-

Kostnader pr. løpem. kr. 18.288/4	kr.	4.570,-
Etterrensk kr. pr. løpem.	"	300,-
Etterbolting m/nett kr./løpem. (antatt)	"	700,-
Tot. kr./løpemeter	kr.	5.570,-

4. Disse alternative sikringsmetoder kan kombineres som f.eks. følgende:

A) Kombinasjon av

1) Nett på stuff ved stor og moderat bergslagsintensitet.

2) Nett bak stuff ved liten og ingen bergslagsintensitet.

De totale kostnader på strekningen med sprøytebetong (3800 m) for dette alternativet blir ca. 12,5 mill. kr.

B) Kombinasjon av

1) Nett bak stuff ved stor og moderat bergslagsintensitet.

2) Bolting ved liten og ingen bergslagsintensitet. (20 bolter pr. salve).

Dette gir en total kostnad på denne strekningen på ca. 10,1 mill. kr.

De utførte sikringsarbeider (bolting og sprøytebetong) på denne strekningen koster 16,9 mill. kr.

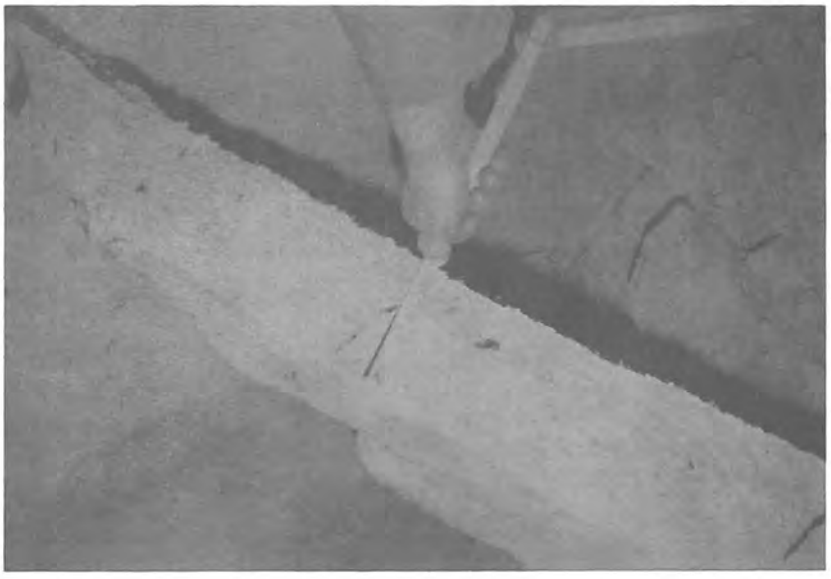
I disse beregninger er kostnader ved tømming av nett ikke tatt med.

Fra entreprenørhold hevdes det at disse utgiftene vil overskride merkostnadene ved bruk av stålfiberarmert sprøytebetong.

VII VEDLEGG



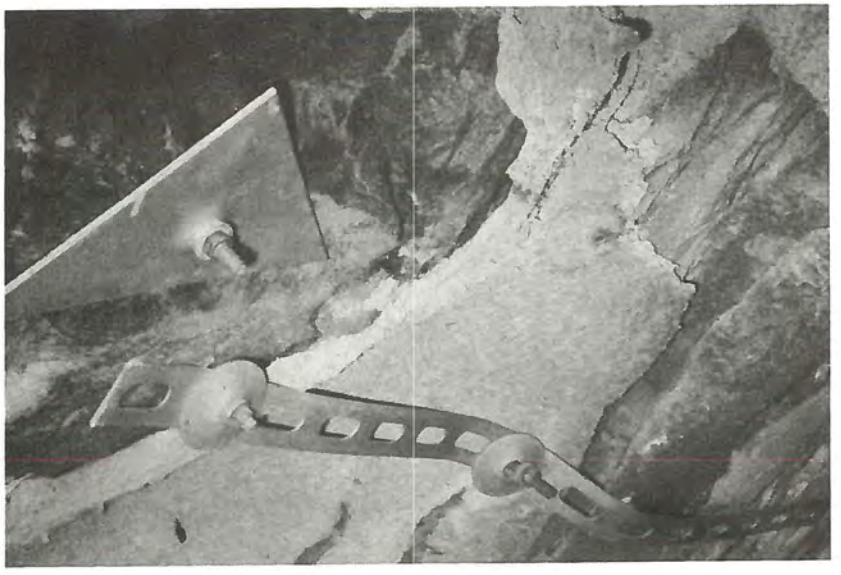
Bilde 1. Pel 3420. Kjøldannelse.



Bilde 2. Pel 3780. Tykt betonglag er falt ned.



Bilde 3. Pel 3820. Avskallinger.



Bilde 4. Pel 3860. Avskallinger.



OVERSIKTSKART

HEGGURA TUNNEL

VIII REFERANSER

1. Stud.techn. Svein Sørheim
   Hovedoppgave NTH nr. 29/81 i faget Ingeniørgeologi
   "Bergtrykksvariasjoner og sikring i Heggura tunnel".

2. Kopi av sluttfaktura fra A/S Høyer Ellefsen

3. A/S Høyer Ellefsen
   Inspeksjonsrapport av sprøytebetong fra 25/1-1982.

4. Siv.ing. Jan Petter Åsvold, Veglaboratoriet,
   Intern rapport nr. 1095: "Oppfølging av sikring
   i Hegguratunnelen".

5. Professor Rolf Selmer Olsen
   Geologisk Institutt, NTH, Trondheim.
   "Stabiliteten i tunneler i dalsider".

RAPPORT FRA UTVALG FOR VIBRASJONSNORMER

Intermediate report from the working group for vibration criteria.

Sivilingeniør Tor F. Barbo
NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A/S

SAMMENDRAG

Norsk Bergmekanikkgruppe nedsatte i 1982 et utvalg som skal legge frem forslag til vibrasjonsnormer. Disse normer skal gi veiledende maksimalverdier for vibrasjoner fra bygg- og anleggsarbeider med tanke på å unngå skader på bygninger og andre konstruksjoner. Rapporten presenterer kort de kriterier som utvalget sannsynligvis vil legge frem i 1984.

SUMMARY

In 1982 The Norwegian National Group of The International Society of Rock Mechanics set up a working group with the task to present a proposal for vibration criteria. These criteria intend to give guidance as to maximum allowable vibration values, from ground and construction works, in order that damages to buildings and other types of constructions be avoided. This report gives a brief presentation of the work of the group and the criteria that is likely to be presented in 1984.

I 1982 besluttet Norsk Bergmakanikkgruppe å nedsette et utvalg som skulle utarbeide forslag til vibrasjonsnormer. Etter positiv reaksjon på flere henvendelser valgte styret i Bergmakanikkgruppen følgende som medlemmer i utvalget:

Tor F. Barbo	NOTEBY
John Johansen	Dyno Konsulent A/S
Sigrud Lunestad	Institutt for fjellsprengningsteknikk
Arne B. Vagstein	Norsk Hydro A/S

Senere er S. Lunestad tilknyttet Norges Geotekniske Institutt.

Utvalget fikk følgende mandat:

> "Utvalg for vibrasjonsnormer skal ha som oppgave å utarbeide forslag til retningslinjer vedrørende måle-metodikk og grenseområder for vibrasjoner både med hensyn til skader og til miljøforstyrrelser, basert på erfaringer."

En foreløbig tidsplan gikk ut på å ha et forslag ferdig innen utgangen av 1983. Dette vil neppe kunne skje, men det er godt håp om at arbeidet kan være avsluttet våren 1984.

Etter at utvalget startet sitt arbeide, fikk det vite at den nye Forurensningsloven som har trådt i kraft høsten 1983, definerer vibrasjoner som forurensning på linje med en rekke andre forurensningskilder. Dette vil stille krav til såvel kriterier som dokumentasjon på en helt annen måte enn hittil.

Internasjonalt skjer det også et samarbeid i regi av ISO (International Standard Organisation), men de forslag til vibrasjonskriterier som ble fremlagt i Stockholm høsten 1983 var urealistisk lave sett med svenske og norske øyne. Forslaget ble også forkastet etter intense protester fra svenske og engelske utsendinger samt undertegnede som norsk representant.

Utvalget ser det som viktig at norske normer ikke avviker i prinsipielle ting fra de internasjonale, samtidig som det må tas hensyn til norske forhold og erfaringer.

Utvalget arbeider ut fra følgende program:

1. Innledning (hovedvekt legges på sprengning)
2. Ansvarsforhold, sprengningsprotokoll, vibrasjonsprotokoll
3. Bygningsbesiktigelse, skadeoppgjør, skadetyper, årsaker
4. Kriterier (inkl. definisjoner)
5. Måleteknikk og prosedyre
6. Andre vibrasjonskilder
7. Luftsjokk
8. Mennesker, datautstyr, inventar, utstyr, maskiner m.m.

Erfaringer tilsier at en rekke faktorer spiller inn ved vibrasjonsforplantning i grunnen og hvordan vibrasjonene oppfanges og påvirker bygninger og andre konstruksjoner. Grensekriterier vil derfor måtte variere og følgende faktorer må legges til grunn:

1. Grunnforhold og seismiske hastigheter

   - fjell, hovedbergartstyper
   - faste og løst lagrede løsmasser over og under grunnvannstand

2. Konstruksjoner

   - industribygg og tunge konstruksjoner
   - kontorbygg, skole, sykehus
   - boligbygg, småbygg
   - verneverdige
   - byggematerialer

3. Fundamentering

   - direkte på fjell
   - peler o.l. på fjell
   - på/i løsmasser
   - delvis på fjell og løsmasser
   - dybdeforhold

4. Varighet av arbeidet

5. Avstand mellom arbeidssted og konstruksjon

Andre faktorer som f.eks. vibrasjonskilde (sprengning, peling, komprimering) og frekvensområder kan også måtte vurderes i spesielle tilfeller.

I henhold til såvel norsk som internasjonal praksis i mange år så vil svingehastighet = v (mm/s) bli benyttet som kriterium.

Mens erfaringer og krav varierer i utlandet med hensyn til måleretning, tilsier norsk erfaring at det i vertikalretningen vanligvis blir størst utslag og dette er da også grunnlaget for de kriterier som fremlegges. Dog kan forholdene være slik at horisontalregistreringer også må foretas og vurderes.

Videre viser erfaringer at grenseverdiene må reduseres når vibrasjonsbølgens frekvens synker. I noen utenlandske anbefalinger til grenseverdier kommer dette til uttrykk ved at det angis forskjellige frekvensområder med dertil spesielle vibrasjonsgrenser. Dette krever mer omfattende og kostbar måleutrustning enn de som vanligvis benyttes i Norge, og dette var et tungtveiende argument for utvalget i arbeidet med å finne metoder for å bestemme vibrasjonskriterier.

Utvalget mener at vibrasjonskriterier i fremtiden må kunne bestemmes ut fra formelen:

$$v = v_o \cdot F_k \cdot F_d \cdot F_t \quad \text{mm/s}$$

hvor v = tillatt svingehastighet mm/s

v_o = ukorrigert svingehastighet, diagram 1

F_k = konstruksjonsfaktor, diagram 2

F_d = avstandsfaktor (avstand mellom vibrasjonskilde og konstruksjon) diagram 3

F_t = tidsfaktor (arbeidets varighet) diagram 4

Det gitte eksempel på diagrammene vil gi:

$$v = 53 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}78 = 21{,}7 \text{ mm/s}$$

dvs. avrundet vil vi sette tillatt svingehastighet

$$v = 20 \text{ mm/s}$$

Kravene til undersøkelser vil bli større enn det vi i Norge har vært vant til, men samtidig er det håp om at forslaget vil kunne gi bedre og ensartede kriterier og at subjektive vurderinger derved kan reduseres.

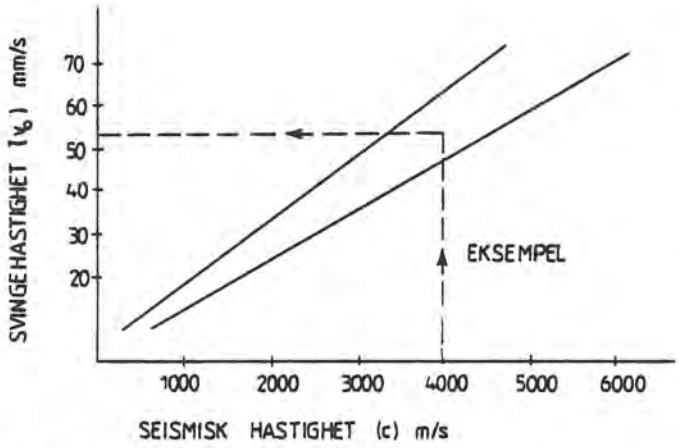


DIAGRAM 1 Svingehastighet v_0 på konstruksjon (ukorrigert)

Seismiske hastigheter (c) m/s:

Leire	(over grunnvannsnivå)	500- 900
"	(under "	1500-1600
Silt, sand, grus	(over ")	300- 800
" " "	(under ")	1500-1900
Morene	(over ")	700-1300
"	(under ")	1800-2500
Bløte bergarter, løst fjell		2000-2500
Middels harde bergarter		2500-4000
Harde bergarter		4000-6000

NB. Løst avsatte og tørre masser
kan ha lavere verdier enn angitt.

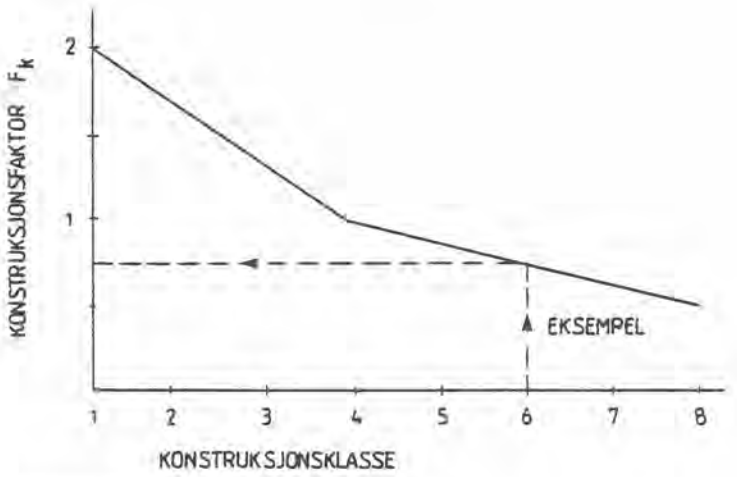


DIAGRAM 2 Konstruksjonsfaktor F_k

KONSTRUKSJONSKLASSE

Solide konstruksjoner, broer, kaier	1	Bygnigner 2-6 et. i betong/tegl. Trehus på lettbetong grunnmur	5
Industribygg i betong/stål	2	Lettbetonghus, bygninger over 6 et.	6
Element- og kontor-bygg i stål, utm. tegl, fasadeplater. Trehus vesentlig med tre-materialer på grunn-mur av betong eller stein	3	Utsmykkede bygn., høye hvelv, store spenn, kirker, muséer	7
Vanlig bolighus 1-2 et. med variert material-bruk	4	Spesielt følsomme bygninger, verne-verdige ruiner	8

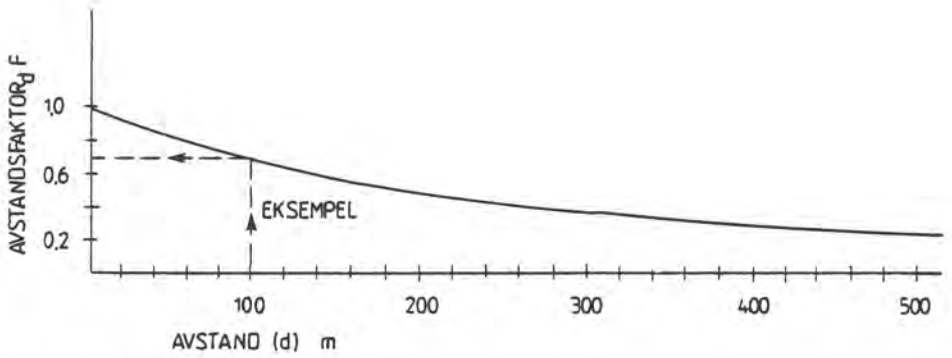


DIAGRAM 3 Avstandsfaktor F_d

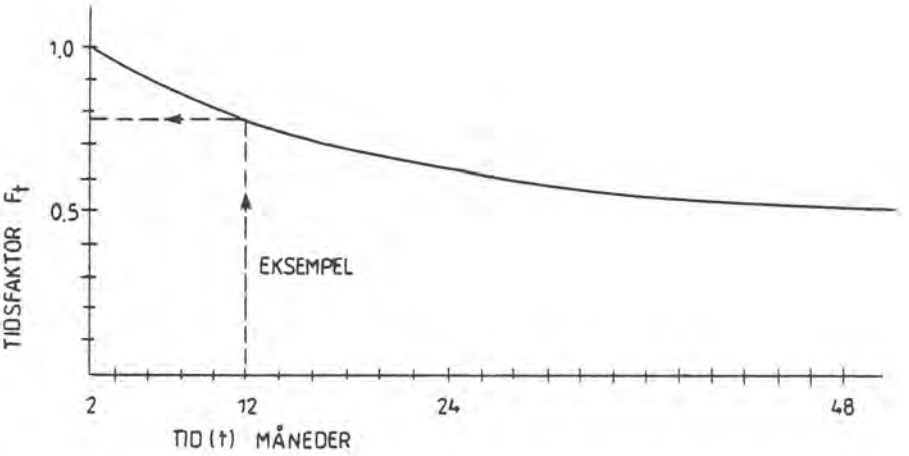


DIAGRAM 4 Tidsfaktor F_t

UNDERSJØISKE TUNNELER
INGENIØRGEOLOGISKE ERFARINGER

UNDERSEA TUNNELS
ENGINEERING GEOLOGICAL EXPERIENCIES

Sivilingeniør Bjørn Helge Klüver,
Taugbøl og Øverland A/S, Langesund

SAMMENDRAG

I Norge foreligger mange års erfaring fra tunneldriving under elver og innsjøer, men før 1974 hadde en ikke erfaring med tunneldrift under regulære fjorder. Fra 1974 til i dag er det imidlertid fullført seks tunneler under norske fjorder. I kronologisk rekkefølge er disse prosjektene som følger:

1. 10 m^2 og 18 m^2 vanntunnel Nordsjø - Rafnes. Prosjektet omfatter 16 km tunnel, herav ca. 1 km under Vollsfjorden ned til kt. ÷ 80.
2. 18 m^2 gassrørstunnel Rafnes - Herøya. Prosjektet omfatter 3,6 km tunnel, herav 3,3 km under Frierfjorden ned til kt. ÷ 250.
3. 50 m^2 vegtunnel Vardø - fastlandet. Prosjektet omfatter 2,8 km tunnel, herav 1,7 km under Bussesundet ned til kt. ÷ 87.
4. 24 m^2 gassrørtunneler Karmøy - Kårstø. Prosjektet omfatter tre tunneler under Førlandsfjorden, Førdesfjorden og Karmsundet ned til dybder henholdsvis kt. ÷ 160, kt. ÷ 170 og kt. ÷ 180, total lengde er 12 km, herav 6 km under fjordene.

Denne artikkelen er i det vesentligste basert på direkte anleggserfaringer fra alle ovennevnte tunneler

bortsett fra tunnelen under Bussesundet.

Stikk i strid med den skepsis som rådet på forhånd, har ikke vannlekkasjer representert de største problemer for undersjøisk tunneldrift i Norge. Hovedproblemene har vært forårsaket av store, vanligvis vertikalorienterte, svakhetssoner som har nedsatt stabiliteten på stuff. Stedvis har sonene nedsatt stabiliteten i en slik grad at stuffen har vært nær ved å rase sammen. Problemet er vesentlig for prosjektenes sikkerhet og gjennomførbarhet og er følgelig tatt meget alvorlig. Dette har fremtvunget en gunstig utvikling med hensyn til bl.a. sikringsmetoder og anleggsoppfølging, og Kårstøtunnelene som ble drevet sist av ovennevnte prosjekter var nok det fremdriftsmessig sett sikreste anlegg til nå. Når prosjektet i tillegg var beheftet med det dårligste fjell som er avdekket ved fjordkryssinger, sier dette en hel del om utviklingen det siste tiår.

På bakgrunn av den tillit til undersjøiske tunneler som de fullførte prosjekter nødvendigvis må inngi personer i bestemmende organer, står vi sannsynligvis overfor en videreføring av den raske utvikling vi har hatt. Utviklingen i nær fremtid vil etter alt å dømme medføre tunneldrift under langt dypere og bredere fjorder og gjennom dårligere fjell enn vi har sett til i dag.

SUMMARY

In Norway there exist a considerable amount of experience from tunneling under rivers and lakes. Prior to 1974 however, there existed no experience from tunnelling under fjords.

From 1974 until today Norwegian contractors have

completed six tunnels under Norwegian fjords. In chronological order these projects are as follows:

1. 18 m^2 water supply tunnel from Nordsjø to Rafnes. The project includes 16 km tunnel. Some 1 km of it is below seabed in the Vollsfjord. The lowest point reached is on level ÷ 80.
2. 18 m^2 gaspipe tunnel from Rafnes to Herøya. The project includes 3,6 km tunnel, some 3,3 km of it is below seabed in the Frierfjord. The lowest point reached is on level ÷ 250.
3. 50 m^2 road tunnel from Vardø to the mainland. The project includes 2,8 km tunnel, some 1,7 km of it is below seabed in the Bussesund. The lowest point reached is on level ÷ 87.
4. 24 m^2 gaspipe tunnels from Karmøy to Kårstø. The project includes three tunnels with total length 12 km under the Førlandsfjord, the Førdesfjord and the Karmsund. 6 km of the tunnels are below the seabeds in the fjords. The lowest points reached are on levels ÷ 160, ÷ 170 and ÷ 180 respectively for the tunnels.

This article is primarily based on engineering- geological site experiences from five of the six tunnels mentioned above.

During preengineering it has been assumed that water leakages would cause the main problems for the undersea tunnels. This assumption has been proven to be incorrect for the projects mentioned. The main problems were caused by the weakness zones under the seabeds. When passing through these zones, rock stability problems at the tunnel face was the main concern. At times the zones decreased the stability to such an extent that

tunnel face was near to collapse. The stability problems are of vital importance for the feasibility and the general safety for the projects and are therefore given high priority. This has resulted in further development of methods for tunnel excavation, rock reinforcement and site supervision.
The most recent project, the Kårstø tunnels, has been executed with the highest degree of security since the project was based on experience gathered from the other projects.
Based on a confidence in undersea tunnelling and with reference to above mentioned projects, undersea tunnelling could probably provide an alternative solution to spesific problems. It is therefore of importance that "decision makers" become aware of the possibilities.

I think that the rapid development we have had will be brought even further in the near future. It is reasonable to expect that tunnels will be excavated under deeper and wider fjords and through rock with worse quality than we have seen up to present.

FORUNDERSØKELSER

Det som skiller forundersøkelser ved undersjøiske tunneler fra landtunneler er at en i det vesentlige er tvunget til å basere geologisk tolkning på refraksjonsseismiske og akkustiske målinger samt på logging av kjerner fra kjerneboringer. Dette gjelder den undersjøiske del av tunnelene. Begge ovennevnte geofysiske målemetoder har vist seg som uvurderlige hjelpemidler til å klarlegge fjellgrunnens beskaffenhet, fjellets overflate, løsmassemektighet og vanndyp.

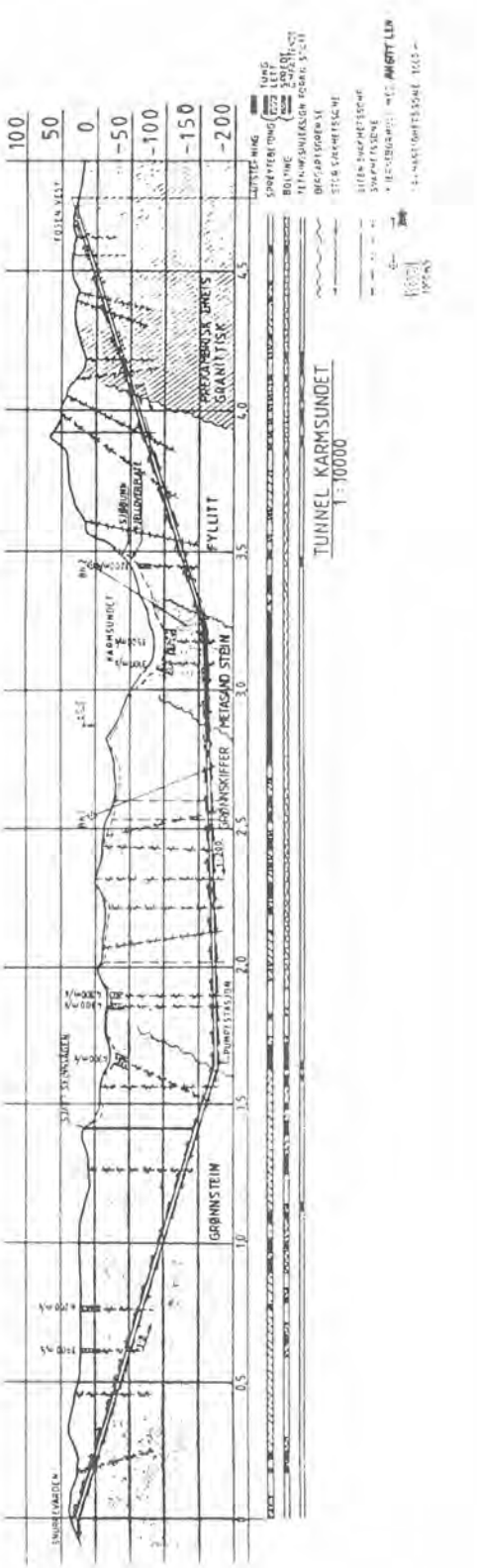
Dersom en av de undersjøiske hovedsvakhetsonene ligger relativt nær strandsonen eller ved en øy, lar det seg gjøre å bore et kjerneborehull fra land på skrå inn under fjorden og inn i sonen. Dette ble gjort for alle tunneler på Kårstø og delvis på Rafnes, og kjernetolkingen ga meget nyttige data. Fjellkvaliteten i en svakhetssone under en fjord vil ofte være den samme som i andre soner under fjorden som er mindre tilgjengelig. Kjerneboringer kan også utføres fra båt, men er da meget kostbare.

Det har vist seg at løsmassemektighet på fjordbunnen og kotehøyden til fjelloverflaten under vann har latt seg bestemme med en i anleggssammenheng tilstrekkelig nøyaktighet.

Mer problematisk har det vært å bestemme de undersjøiske svakhetssonenes mektighet. Ved flere anledninger har refraksjonsseismiske målinger gitt meget nøyaktige data for bestemmelse av mektighet, men vi har også eksempler på at svakhetssoner har vært 4 til 5 ganger mektigere enn forespeilet. Dette er for store avvik og her må geologer og geofysikere i fremtiden samarbeide i langt større grad enn de har gjort til nå for å oppnå mer eksakte resultater.

Det anbefales at det vanligvis skytes to eller tre refraksjonsseismiske profiler langsetter en tunneltrasé som løper på tvers av en fjord. Profilenes innbyrdes avstand kan variere fra 30 til 60 m, alt etter forholdene på stedet. Her forutsettes det at hovedsvakhetssonene er orientert langsetter fjorden som er det vanligste.

I det minste bør det bores et kjerneborehull for hver fjordkryssing.


TUNNEL KARMSUNDET
1 : 10000
GRØNNSTEIN
GLIMMERSKIFFER / METAGABBRO STØIN
FYLLITT
PROTEROBASISK GNEIS
GRANITTISK
KARMSUNDET
100
50
0
-50
-100
-150
-200

ANLEGGENES UTFORMING

Ved samtlige anlegg er det drevet synker konvensjonelt ned under fjordene med fall lik 1:6, 1:7, 1:8, 1:12. Unntatt er vegtunnelen under Bussesundet ved Vardø, som har langt mindre fall av trafikkhensyn. Ved fall som overstiger 1:7 bør sålen støpes parallelt tunneldriften av transporttekniske årsaker. Nedre praktiske størrelse på tunnelprofilet har i den senere tid vært ca. 24 m^2. Tverrsnittets størrelse er bestemt ut fra moderne transportmaskiners plassbehov og ventilasjonsdukens størrelse. Dersom det ikke er tvingende nødvendig anbefales det ikke å øke tverrsnittets størrelse ut over dette av stabilitetshensyn. Under fjordene bør minste fjelloverdekning over tunnelene ikke underskride 50 m med de vanndyp og tunneltverrsnitt som hittil har vært aktuelle. Uansett bør fjelloverdekningen være så stor at det fremdeles er betryggende fjelloverdekning etter at et eventuelt ras har gått i tunnelen dersom så galt skulle skje.

VANNLEKKASJER

Under fjordene har fjellet som regel vært meget tørt. Dette har forbindelse med de store svakhetssoner som vanligvis opptrer under fjorder. Leiromvandlingen i sonene og tilgrensende fjell har vanligvis vært så omfattende at permeabiliteten må bli meget lav. Som regel gir høyt leirinnhold i fjellet lav permeabilitet og følgelig lite vann inn i tunnelen.
De største og hyppigste lekkasjer har som regel opptrådt i synkene under tørt land.

Synkene ligger relativt langt fra hovedforkastningene og fjellet har vært mindre tektonisk påvirket, noe som har gitt mindre leirinnhold, høyere permeabilitet og større vannproblemer. I nærheten av bergartsgrenser

mellom grunnfjell og kambro-silursedimenter har en påtruffet en del vann. Dette gjelder for både kambro-silur og grunnfjell. På Kårstø observerte en det uventede at det faktisk var den vanligvis tørre fyllitten som ga de største vannlekkasjer, opptil 250 l/min. ut av et borehull. Dette sier en del om fyllitten, men også om grunnfjellet som var sjeldent leirholdig og tett p.g.a. de voldsomme tektoniske påkjenninger som fjellgrunnen i området har vært utsatt for.
Erfaringene så langt tyder på at det er fjellets permeabilitet som i hovedsaken bestemmer graden av vannproblemer. Det ser ut til å være mindre vesentlig om tunnelen drives under land eller vann. Ved de aktuelle fjordkryssingene har fjellets permeabilitet i hovedtrekkene vært avhengig av fjellets leirinnhold.

For å utdype dette ytterligere, nevnes at det opptrådte en del vannlekkasjer i den undersjøiske del av Frierfjordtunnelen. Fjellet var her lite leirførende p.g.a. moderat tektonisk påvirkning. Under Karmsundet ved Kårstø skjærer en enorm knusningssone gjennom fjellgrunnen og fjellet var helt eller delvis omvandlet til leire i ca. 400 tunnelmeters lengde. Her var forholdene så tørre at det støvet sjenerende av urørt røys lenge etter at salven var sprengt.

SVAKHETSSONER

Det er uten tvil nedsatt stabilitet i de store leirsoner og gjennomsettende leirslepper under fjordene som har medført de største vanskene for tunneldriften ved fjordkryssingsprosjektene. Vanligvis har disse svakhetene påført byggherrene de største utgifter ved siden av tunneldrivingen.

Når det på bakgrunn av seismiske målinger er antatt

for liten mektighet på svakhetssonene, har byggherren ofte kommet i tidsmessig/økonomisk klemme. Utstøping som er nødvendig sikring av leirsoner koster 3 - 4 ganger driveprisen for tunnel. Når det i tillegg er så dårlig fjell at det må drives med redusert salvelengde samt sprøytesikring før og etter utlasting, kan løpemeterprisen for sikring komme opp i syv til åtte ganger driveprisen. En forstår da lett at unøyaktige prognoser kan få uheldige følger for en byggherre.
De store svakhetssonene på Kårstø inneholdt noe av det dårligste fjell som tunneldrift har avdekket i Norge. Dette kunne bl.a. fått følger for det sikkerhetsnivå anleggsledelsen på forhånd ønsket for prosjektet. For å opprettholde ønskelig sikkerhetsnivå ble tunneldriften gjenstand for en særdeles intens oppfølging fra byggherresiden. Dette innebar at fire av seks stuffer fikk besøk av erfaren ingeniørgeolog etter hver salve. Dette gjaldt den dårligste del av tunnelstrekningene under fjordene. Ved hvert besøk ble det i samråd med skytebasen bestemt sikringsmetode og sikringsomfang. Videre ble ny salvelengde avtalt for neste salve. Denne prosedyre ble ansett som nødvendig for å opprettholde maksimal inndrift etter forholdene samtidig som sikkerheten mot ras på stuff ble ivaretatt.

GJENNOMFØRBARHET - ANLEGGETS SIKKERHET

Gjennomførbarhet og sikkerhet for et undersjøisk tunnelanlegg er i første rekke avhengig av grundige forundersøkelser, riktig opplegg for sonderboring foran stuffene i anleggsperioden og erfarne folk på anlegget.
Ved hjelp av avansert teknisk utstyr er en på prosjekteringstadiet i stand til å forutsi de fleste problemer

som kan dukke opp under driften i en undersjøisk tunnel. Men det vil alltid være mulighet for vanninnbrudd eller rasutvikling på stuff, uansett hvor grundige forundersøkelsene har vært.

For å øke sikkerheten, er det nå vanlig å bore systematisk to eller tre slagsonderborehull foran stuffen. Dette opplegg avdekker store vannlekkasjer og de fleste små lekkasjer før stuffen når frem. I de fleste tilfeller får en også tilstrekkelig beskjed om fjellkvaliteten foran stuff ved slagsonderboring, men dette forutsetter dyktige og oppmerksomme stuffmannskaper. På Kårstø ble det boret tre slagsonderborehull foran stuffen i grunnfjellet og to hull foran stuffen i fyllitt, grønnskifer og grønnstein. Hullengden var 30 m med 8 m overlapp, men i dårlig fjell ble lengden ofte redusert en del p.g.a. borevansker. Når tilstrekkelig vann ble lokalisert i ett eller flere borehull, ble det vanligvis boret en skjerm med ca. 15 hull for injeksjon av sement eller cemsil. Hullengden i en skjerm var som oftest 15 m eller 18 m.

I de største svakhetssoner kan det være en fordel å kjernebore foran stuff. Dette øker ikke sikkerheten mot vanninnbrudd, men gir bedre beskjed om fjellkvaliteten enn slagsonderboring.

"Erfarne folk" er ofte benyttet som stikkord for å bedre effektivitet og avkastning i næringslivet. For et fjordkryssingsprosjekt betyr erfarne folk noe langt mer når en vet hva gale beslutninger kan bety økonomisk og tidsmessig. Et ras på stuff kostet nylig et undersjøisk tunnelprosjekt i et naboland et halvt år i tid og for øvrig et ukjent antall millioner kroner.

At byggherren stasjonerer erfarne ingeniørgeologer på anlegget bør være en forutsetning. Likeså må det forutsettes at den entreprenør som velges har erfarne folk som er vant til å hanskes med dårlig fjell. Dette burde ikke være noe stort problem med ekspertise som de største norske entreprenører innehar i dag.

SEISMISK VURDERING AV FJELLKVALITET
ERFARINGER FRA STUIEOPPHOLD VED UNIV. OF QUEENSLAND, AUSTRALIA

Seismic assessment of rocks. Experiences from Univ. of Queensland, Australia.

Dr. ing. Tore Lasse By, Norges Geotekniske Institutt.

SAMMENDRAG

Under opphold våren 1983 ved Univ. of Queensland, Australia, ble "Cross-Hole" metoden studert. Teknikken setter fjellets akustiske egenskaper i relasjon til fjellets homogenitet og styrke. Registrering av vibrasjonsnivå sammen med seismisk vurdering av skader har til siktemål å studere vibrasjonenes betydning for oppsprekningsmønsteret.

SUMMARY

The author has studied the "cross-hole method" at the Univ. of Queensland, Australia. The technique enable us to do a seismic assessment of the rock quality. Combined with registrations of the vibration level, the purpose is to study the rock parameters from a dynamic point of view.

INNLEDNING

Ved Institutt for fjellsprengningsteknikk, nå "Gruppe fjellsprengningsteknikk" ved Norges Geotekniske Institutt, har vi i de siste par år prioritert forskning på området dynamiske undersøkelser av fjell in-situ. Målet har vært å utvikle en feltteknikk og en analysemetode som setter fjellets akustiske egenskaper i relasjon til homogenitet og styrke. Sagt på en annen måte: Vi ønsker å sette lydbølgens karakteristiske parametre i forhold til kvaliteten av det medium bølgen har passert gjennom.

Dette prosjektarbeidet førte til at NTNF innvilget undertegnede et stipend for 5 ukers opphold i Australia våren 1983. Formålet var å presentere egne resultater på den 5. Internasjonale Bergmekanikkonferansen i Melbourne (1), samt studieopphold ved Univ. of Queensland i Brisbane. I studieoppholdet inngikk også presentasjon av forskningsprosjekter ved NGI.
Hensikten med besøket ved Univ. of Queensland var å se nærmere på et meget interessant forskningsprosjekt ved Julius Kruttschnitt Mineral Research Centre (2).
Prosjektets tittel er "Optimisation of Rock Fragmentation"(3).

Før jeg går inn på prosjektets målsetting og refererer en del resultater eller konklusjoner, vil jeg prøve å formidle noen reiseinntrykk fra denne begivenhetsrike turen til den andre siden av jorden.

(I foredraget følger her en lysbildeserie som ikke taes inn i manuskriptet).

Fig.1. viser reiseruten. En stop-over i Singapore var innlagt. Fig.2. viser rundreisen i Australia med de ulike stoppesteder.

De mange opplevelser og inntrykk lar seg ikke formidle i tekst og s/h bilder. Denne del av foredraget er dermed forbeholdt tilhørere på Bergmekanikkdagen 1983.

"Rock fragmentation project".
Oppholdet ved Julius Kruttschnitt Mineral Research Centre (J.K.M.R.C.) var vel planlagt og forholdene lagt til rette for en vellykket gjennomført stipend periode.
Oppholdet var inndelt i følgende hovedposter:

1) Generelle diskusjoner om senterets forskningsprosjekter, bl.a. finansiering og fremtidsplaner
2) Inngående studier av "Rock Fragmentation Project" (heretter kalt R.F.P.). Dette innbefattet litteraturstudier, diskusjonsmøter, deltagelse ved signalanalyse, deltagelse ved feltforsøk osv.

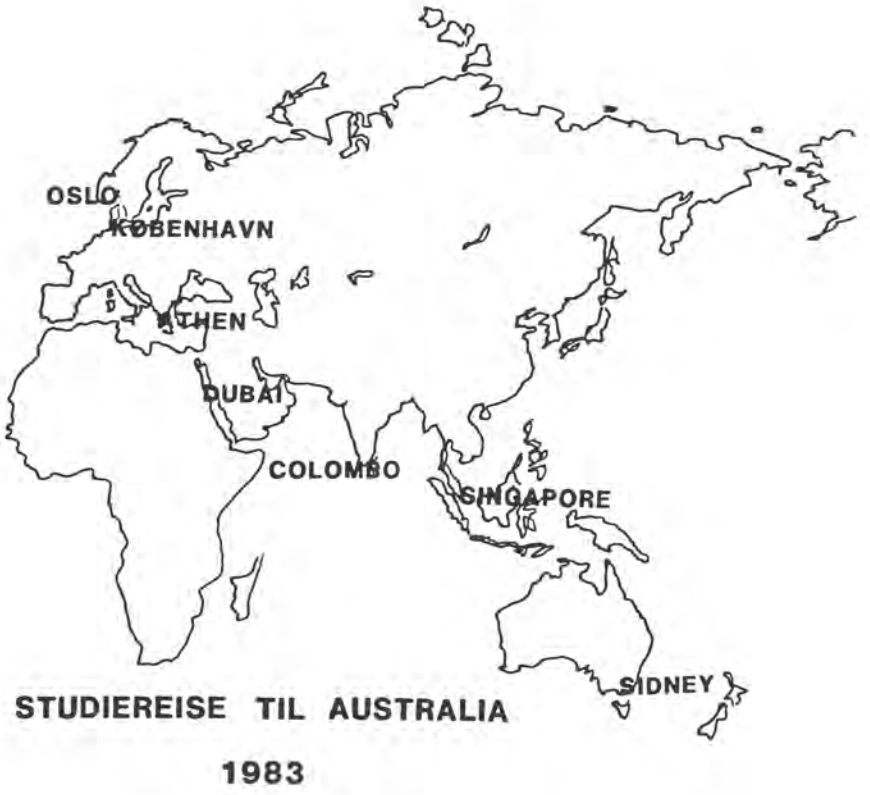


Fig. 1 Ved hjelp av NTNF-korttidsstipend var det mulig å gjennomføre en 5 ukers reise til Australia våren 1983

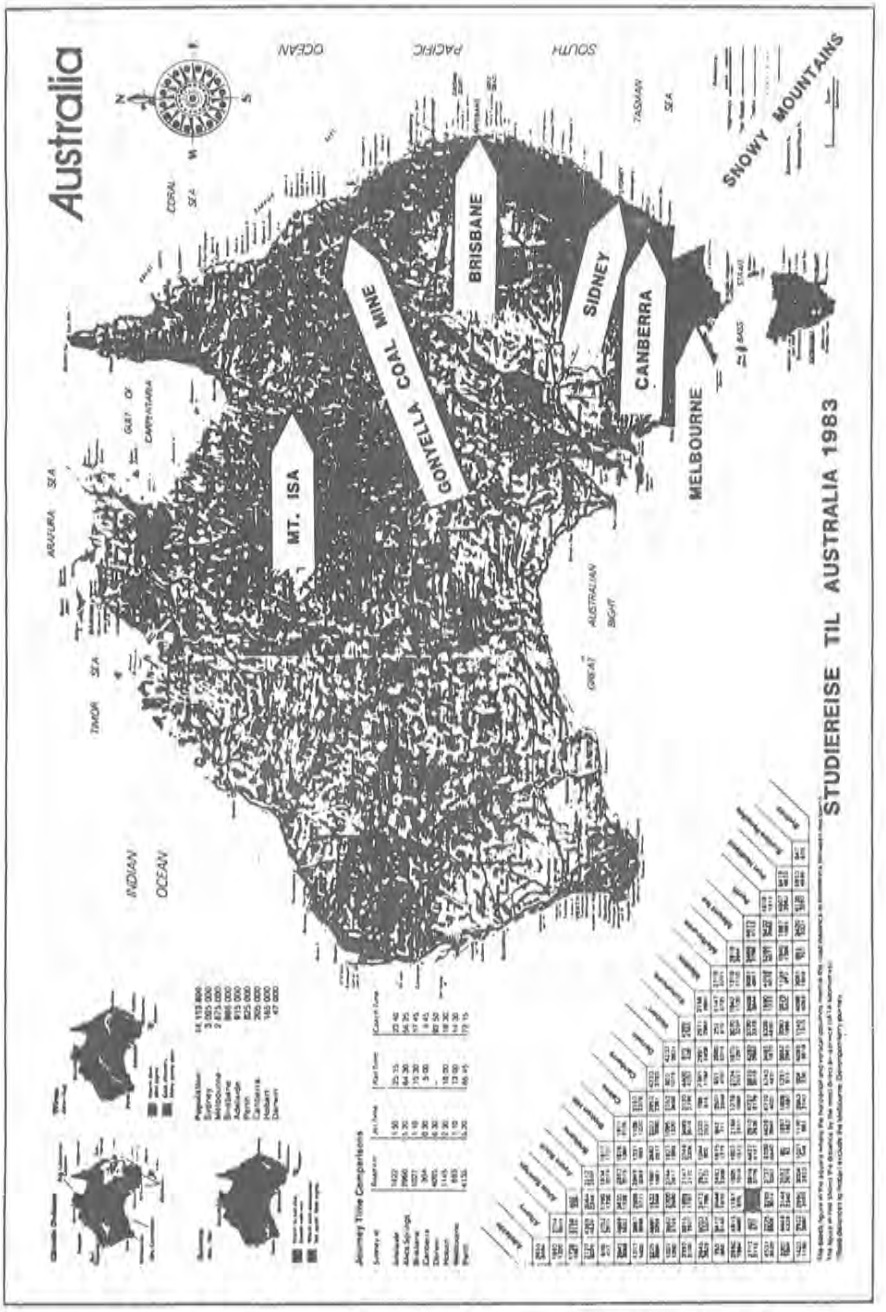


Fig. 2 Rundreisen i Australia 1983

3) Seminar med tema "Spenningsbølger i fjell - Matematisk modellering". Seminaret ble holdt med en innledning av undertegnede med etterfølgende diskusjon. En orientering om fjellsprengningsteknisk forskning ved NGI inngikk.

4) Planlegging av et videre samarbeid mellom J.K.M.R.C. og NGI vedrørende "Rock Fragmentation Project".

Finansiering

R.F.P. er finansiert ved hjelp av støtte fra såvel nasjonale som internasjonale gruveselskaper og institusjoner. Blant annet yder Stiftelsen Bergteknisk Forskning (BeFo) i Sverige årlig et betydelig beløp. Til gjengjeld er alle resultater tilgjengelige for sponsorene. J.K.M.R.C. har ingen offentlig finansiell støtte på tross av sin samhørighet med Universitetet. Virksomheten er ene og alene basert på den industrielle støtte. Dette betyr at forskningen alltid er praktisk målrettet. Uten konkrete resultater som effektiviserer eller forbedrer dagens metoder på ulike fagområder, vil støtten automatisk opphøre.

R.F.P. har i en 3-årsperiode, som avsluttes i 1984-85, en total kostnadsramme på ca. A$ 6 mill. Av dette er ca. 2 mill. direkte pengestøtte.

Resten er utgifter, båret av gruveselskapene, forbundet med gjennomføring av feltundersøkelser. Til sammenligning kan nevnes at NTNF prosjekt 802.12545 "Geodynamisk stabilitetsundersøkelser av fjellanlegg" som har noenlunde tilsvarende siktemål som R.F.P., dog mindre ambisiøst, for 1983 har en kostnadsramme på 300.000 kr, herav ca. 160.000 kr. i direkte NTNF støtte.

Under oppholdet ved J.K.M.R.C. fikk undertegnede en meget grundig innføring i dagens prosjektstatus. På grunn av "sponsor-systemet" må imidlertid informasjonen behandles med omtanke. Alle mottatte rapporter er merket konfidensielt.

Den australske "Bergforskningen", Australian Mineral Industries Research Association Limited (AMIRA), som har den overordnede styring med R.F.P., har fra undertegnede avkrevd løfte om begrenset distribuering av prosjektinformasjon. Ansvarlig for prosjektstyringen, Mr. Jeff Bailey, besøkte NGI 2.9.83 for å diskutere aktuelle samarbeidsformer mellom AMIRA og NGI.

Organisering

R.F.P. sysselsetter idag 4-5 fast ansatte forskere. I tillegg har J.K.M.R.C. et "Postgraduate training program" derved at fulltids studenter tar sin doktorgrad ved senteret. Pr. i dag arbeider 4 studenter med sin doktoravhandling innen rammen av R.F.P. Disse utgjør en uvurderlig ressurs, i det de finansieres gjennom en offentlig stipendordning, "Postgraduate scholarships". Foruten de nevnte forskere ved senteret, har J.K.M.R.C. et utstrakt samarbeid med spesialister i de enkelte gruveselskaper. Disse assisterer ved gjennomføring av feltundersøkelser.

Prosjektbeskrivelse

"Rock Fragmentation Project" eller "Optimisation of Rock Fragmentation" har følgende generelle, overordnede målsetting:

1. Utvikling av en praktisk anvendbar teknikk som muliggjør en in-situ vurdering av de ulike geofysiske og bergmekaniske parametre som har avgjørende betydning for fragmenteringsprosessen ved sprengning.
2. Modifisering av dagens sprengningspraksis i den hensikt å oppnå økt effektivitet gjennom forbedret fragmentering og en redusering av sprengnings-induserte skader (overfjell, bakbrekk) på gjenstående fjellmasser.

For å nå denne målsetting ble følgende forskningsprogram konkretisert:

1. Karakterisering av fjellkvalitet med hensyn på sprengbarhet (eller fjellets respons på sprengning).
2. Undersøke og vurdere utstrekningen av sprengningsinduserte skader bak endelig vegg i ulike fjelltyper.
3. Redusere de sprengningsinduserte skadeprofiler ved en modifisering av ulike boring/sprengnings parametre på bakgrunn av et eksperimentelt sprengningsprogram.

I forskningsprogrammet inngår følgende teknikker for vurdering av fjellets skadekriterier, omfang av overfjell og sprengningseffektivitet.

1. Kvalitetsvurdering av fjellet ved hjelp av ultralyd ("mellomhull metoden").
2. Kontroll av sprengningsrystelser.
3. Overvåking av deformasjoner ved hjelp av ekstensometermålinger.

Effekten av følgende sprengningsparametre er undersøkt og vurdert:

1. Sprengstofftype, sprengstofftetthet.
2. Ladningsfordeling, dvs. hulldiameter, ladningslengder, fordemning.
3. Initieringssted, feks. 1 eller flere tennere i samme hull, tennerplassering.
4. Tennerintervaller. Optimalisering av forsinkertiden.

Prosjektresultater

NGI har mottatt 4 delrapporter fra prosjektet "Optimisation of Rock Fragmentation". Av disse er 2 stemplet konfidensielt, og en er manuskript til konferansen "Fragmentation by Blasting" i Luleå, august 1983.

Fra rapportene gjengis en del oppsummerende kommentarer og konklusjoner:

1. Mellomhulls-målinger med lydbølger for registrering av første ankomsts stigetid, maksimal amplitude og lydhastighet har vist seg som en brukbar metode for strukturell kartlegging av fjellmasser.

2. Normaliserte stigetider er en mer følsom indikator overfor strukturelle endringer enn den aktuelle primærbølgehastighet.

3. Forholdet mellom stigetid og sprengningsindexen "Q" er funnet å være lineært. (Q-faktoren er en parameter som beskriver energitapet ved bølgeutbredelse og relaterer dette til absolutt fjellkvalitet. Altså noe helt annet enn Q-verdien til Barton/Lunde/lien).

4. Man har ikke hittil lykkedes i å utnytte sprengningsindexen, Q, i den hensikt å kontrollere fragmenteringen.

5. Et mellom-hulls lydbølge målesystem er utviklet. Komplette målinger med direkte signalanalyse kan gjennomføres for vannfylte hull. Overføringsavstanden i fjell varierer med fjellkvalitet. Med aktuelle signalkilder i homogent fjell har man operert med avstander opp til 50 m.

6. De grunnleggende mekanismer ved fragmentering av fjell ved sprengning er meget komplekse, og pr. idag ikke fullt ut kvantifisert. Man kan imidlertid i homogene, sprøe bergarter studere dagens sprengningsprosedyrer ved hjelp av registrering av de sprengningsinduserte spenningsbølger.

7. Komplette signalregistreringer for et stort antall sprengninger har avsløret tidligere uregistrerte eller upåaktede årsaker til utilfredsstillende sprengningsoperasjoner.

Eksempler på dette er hva vi kan kalle "partielle misdetonasjoner" dvs. at en eller flere av sprengstoffstrengene ikke detonerer av ulike årsaker, ("pilhull") og ladninger som detonerer ute av planlagt nummer-rekkefølge. Dette kan medføre meget utilfredsstillende fragmentering med omfattende sekundærsprengning. Videre kan resultatet bli store rystelser, mye overfjell og unødvendige ulemper for omkringliggende miljø. Nettopp dette punkt med de såkalte misdetonasjoner bør vies stor oppmerksomhet, idet det her kan ligge betydelige økonomiske effekter i kontroll og eventuell omlegging av dagens sprengningspraksis.

8. En matematisk modell er utviklet ved J.K.M.R.C. Modellen simulerer spenningsbølger for ulike sprengstofftyper gjennom variasjoner i den såkalte elementære spenningspuls og sprengstoffets detonasjonshastighet. Instrumentering for in-situ målinger av detonasjonshastighet er utviklet. Hensikten med dette arbeidet er en bedre tilpassing mellom fjell og sprengstofftype. For en gitt fjellkvalitet, hulldiameter, ladningslengde og initieringssted (tennerplassering i hullet) kan man påvirke form og amplitude av den genererte spenningspuls ved valg av sprengstofftype.

9. I den umiddelbare nærhet av en sprengning, for gitt sprengstoff, fjellkvalitet, hulldiameter og tennerplassering, er maksimal spenningsamplitude og partikkelhastighet uavhengige av ladningens lengde. Under de samme betingelser vil imidlertid den dominerende signalfrekvens stå i et inverst forhold til ladningens lengde. En endring av sprengstofftrengens lengde vil altså ikke automatisk medføre en økning i spennings- eller hastighetsamplitude.

10. Teori og forsøk har vist at det er uheldig med flere tennere av samme nummer i et borhull derved at man får en økning i spenningsamplituden. Dette gjelder også der en ladningsmengde er fordelt på flere hull med samme intervallnummer. Tennerunøyaktighet vil imidlertid tildels motvirke denne effekten. For gitt sprengstoff, fjellkvalitet, hulldiameter og ladningsmengde, kan man påvirke amplitude og form av den genererte spenningsbølge ved omhyggelig plassering av tenneren(e).

11. J.K.M.R.C. mener at med en mer brukervennlig utgave av deres spenningsbølge simulerings modell, vil det være mulig for driftsingeniøren å fastlegge det sprengningsopplegg som vil generere en spesifikk spenningsbølge. Denne muligheten til å kunne "skreddersy" spenningsbølger kan vise seg å være umåtelig verdifull. Forutsetningen er imidlertid at driftsingeniør kjenner til hvilken bølgeform og amplitude som er den optimale for en gitt fjellkvalitet. Fastlegging av den optimale spenningsbølge baserer seg på rent kvalitativt grunnlag så lenge en nøyaktig definisjon av fjellets bruddkriteria ikke er tilfredsstillende utviklet.

12. "Cross-hole" metoden er tilstrekkelig nøyaktig til å påvise soner av ulik kvalitet så sant sonene er tilnærmet horisontale og utstrekningen i vertikal retning er minst 0,5 m. Steiltstående svakhetsoner vil også kunne indikeres, men en nøyaktig kartlegging kan være problematisk. Det arbeides imidlertid med utvidelse av dagens analyse-kompetanse på dette punkt.

Videre prosjektarbeid

"Cross-hole" metoden er utviklet til pålitelig, rutinepreget målesystem ved J.K.M.R.C. Selv om kontinuerlig justering/modifisering av utstyret finner sted, vil dette være en ubetydelig del i det videre prosjektarbeid.

Hovedvekten legges på analysearbeidet. Sammenligning av ulike bølgeparametre med in-situ kartlegging av fjellkvalitet står sentralt. En videreutvikling/forbedring av de computermodeller som benyttes for beregning av spenningsbølgeformer under gitte betingelser (fjellkvalitet, halldiameter, sprengstofftype, sprengningsplan) har høy prioritet. Feltforsøk/feltoppdrag vil fortsette i betydelig omfang. Spesielle problemer i gruvene i Mt. Isa og Broken Hill vedrørende "open stoping" (bryting av malm ved langhullsboring og store åpne rom) vil bli søkt løst ved hjelp av de skisserte teknikker. Prosjektet "Optimisation of Rock Fragmentation" har midler til utgangen av 1984. Man antar imidlertid at det vil bli aktuelt med en videreføring av prosjektet. Dette skyldes ikke at man ikke har nådd målet. Årsaken er snarere de til nå uanede muligheter man øyner for en ytterligere optimalisering av dagens sprengningsteknikk.

Beskrivelse av utstyr for "Cross-Hole" metoden

Fig. 3. viser målemetoden med instrumentarrangement.
Fig. 4. viser et typisk eksperimentelt forsøksopplegg.
Systemet består i hovedsak av 3 enheter.

1. Signalkilde

   Man har konsentrert seg om to kilder:

   a) Magnetostriktiv kilde

      Dette er en meget lavamplitude/høyfrekvens kilde kun velegnet for homogene, kompetente bergarter. Rekkevidden i oppsprukket berg er kort. Resonansfrekvensen er 37 kHz. Senderfrekvensen er 15 Hz (15 pulser pr. sekund). Vannkopling. Etter signalmidling er reproduserbarheten meget god.

   b) Elektrisk tenner nr. 8. Velegnet for avstander opptil 25-30 m eller noe mer. Forsinkede tennere, momenttennere og seismiske tennere er benyttet. Et utstyr for nøyaktig fastlegging av detonasjonsøyeblikk er under utvikling.

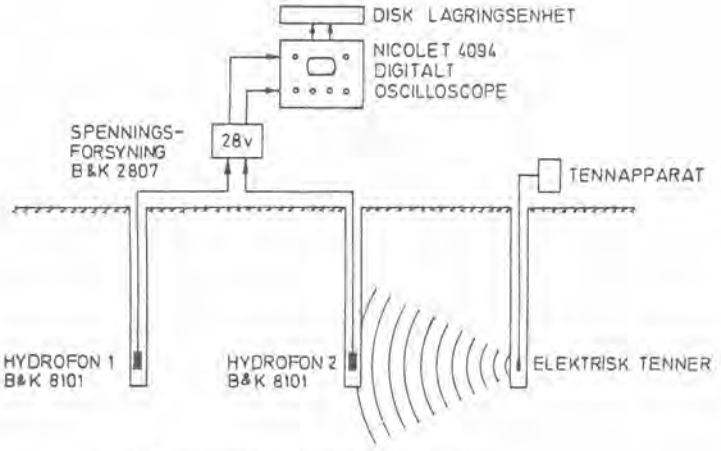


FIG. 4 MÅLEOPPLEGG MELLOMHULLSEISMIKK
BONDKALL 1983

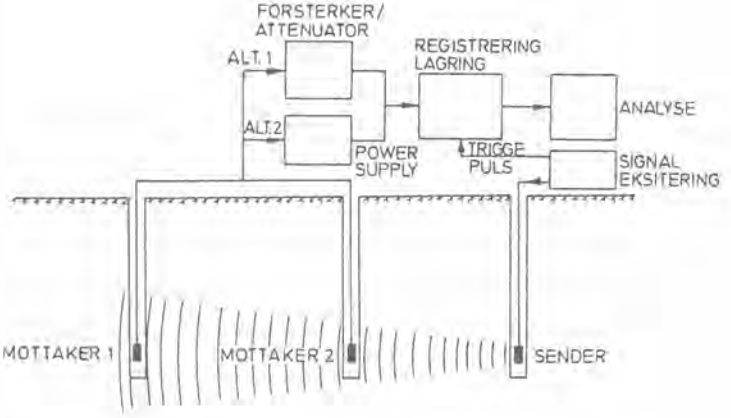


FIG. 3 FORSÖKSOPPLEGG FOR MELLOMHULLSEISMIKK

Dette er nødvendig for korrekt beregning av lydhastighet. Tidligere har man benyttet en elektrisk krets som brytes i detonasjonsøyeblikket for dette formål. Metoden kan benyttes, men er mer tungvint enn det nye utstyret. Dessuten har det vært visse triggerproblemer ved registrering av den induserte puls og det etterfølgende signal fra tenneren. Reproduserbarhet ved elektriske tennere i vannfylte hull er meget god.

2. Signalmottaker

Som vist på fig. 4. brukes som regel 2 detektorer eller flere. Bruk av 1 detektor fordrer nøyaktig registrering av detonasjonsøyeblikk for beregning av lydhastighet. Videre vil 1 detektor ikke gi informasjon om fjellets dempningsmekanismer langs måleprofilet. Man vil imidlertid registrere endringer i fjellkvalitet (endringer i stige-tid, spenningsamplitude, frekvens, lydhastighet) mellom sender og mottaker. Som seismisk detektor er benyttet Brüel & Kjær hydrofoner, type 8101. Lineær frekvensrespons er 1 Hz - 125 kHz. Hydrofonene har innebygget for-forsterker, fig.5.

3. Signalregistrering

Fra hydrofonene overføres signalene til en Norland digital signal analysator, etter først å ha passert en forsterker/attenuator.
Norland analysatoren er en kraftig dataenhet, som kan utbygges til 128 K, med 16 K i grunnversjonen. Analysatoren er programerbar og på denne måten mer fleksibel enn Nicolet 4094, se Prosjekt-Delrapport I, (4). Ferdige programdisketter, tilsvarende de som er levert til Nicolet 4094, finnes ikke. Analysatoren kan monteres i målebil.

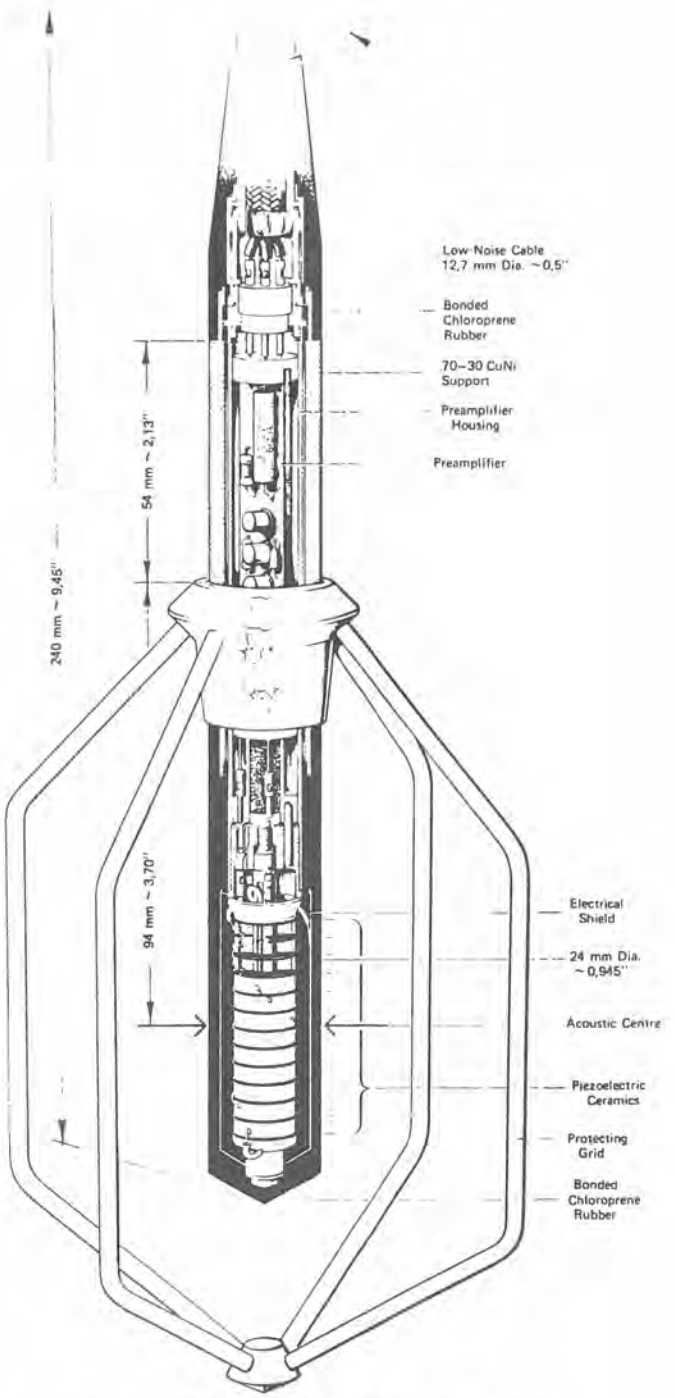


Fig. 5 Hydrofon B&K 8101

Fremdrift av NTNF-prosjekt "Geodynamisk Stabilitetsanalyse av Fjellanlegg". Samarbeid mellom J.K.M.R.C. og NGI.

Det vil bli søkt om NTNF-midler for videreføring av det pågående NTNF-prosjekt ved NGI. Avhengig av et eventuelt samarbeid med J.K.M.R.C. og deltagelse i prosjektet "Optimisation of Rock Fragmentation", er det imidlertid noe usikkert, i skrivende øyeblikk, hvilken form videreføringen av prosjektet vil få.

Undertegnede ble under oppholdet ved Univ. of Queensland forelagt spørsmålet vedrørende et samarbeid mellom NGI og J.K.M.R.C. innfor rammen av ovenfor nevnte prosjekt. Henvendelsen kom fra Mr. Jeff Bailey, Auatralian Mineral Industries Research Association Limited (AMIRA) og Prof. A. J. Lynch, direktør ved J.K.M.R.C.

Som et ledd i dette samarbeidet, deltok 2 prosjektmedarbeidere fra J.K.M.R.C. på NGI's seminar 18. oktober på emnet mellomhullseismikk.(5)

Konklusjon

Studieoppholdet ved Julius Kruttschnitt Mineral Research Centre, The University of Queensland, var velorganisert og utbytterikt. Praktisk bruk av "Cross-Hole" metoden ble demonstrert ved feltforsøk.
Teknikken setter endringer i fjellets akustiske egenskaper før og etter sprengning i relasjon til endringer i fjellets homogenitet/styrke.
Registrering av vibrasjonsnivå sammen med seismisk vurdering av skader har til siktemål å studere vibrasjonenes betydning for sprekkemønsteret. Gjennom deltagelse i analysearbeid, diskusjoner og litteraturlesning fikk undertegnede en god forståelse av dagens prosjektstatus. Oppholdet medførte en invitasjon til fortsatt samarbeide.

LITTERATURHENVISNINGER

(1) By, Tore Lasse: "Geodynamics-A valuable tool for Rock Quality Testing". NGI-rapport 54861-2,1983.

(2) By, Tore Lasse: "Rapport fra studieopphold ved Univ. of Queensland". NGI-rapport 54861-4, 1983.

(3) Dawes, J. J. et al: "Interaction between Blast Design variables: Experimental and Modelling Studies", First International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, Luleå, 1983.

(4) By, Tore Lasse: "Bruk av digitalt oscilloscope Nicolet 4094 for signalanalyse". NGI-rapport 54861-1,1983.

(5) By, Tore Lasse: "In-situ kartlegging og kontroll av fjellmasser ved hjelp av mellomhullseismikk-Seismisk vurdering av fjellkvalitet". NGI-seminar 18. oktober 1983. NGI-rapport 54304-5, 1983.

NORSK TUNNELDRIFT I SVAKT FJELL.

NORWEGIAN TUNNELLING IN SOFT ROCK.

Daglig leder Knut Garshol, Resconsult A/S

(Tidligere ansatt hos Ing. Thor Furuholmen A/S)

SAMMENDRAG

Ingeniør Thor Furuholmen A/S, er i gang med driving av en 27 m2 avløpstunnel i Hellas. Bergarten er mergel og siltstein av meget dårlig kvalitet. Trykkfasthet i det allt vesentlige under 400 bar. Erfaringene fra de første 1200 m beskrives. Det er sikret med innstøpte kamstålbolter og armert sprøytebetong. Kontroll av stabilitet er utført med konvergens- og ekstensometer-måling. Flere metoder for dimensjonering av sikring er brukt. Utdrag av resultatene er presentert. Det viser seg viktig å ha kurvede overflater. For å hindre at bolteplater lokker gjennom betongen, må disse legges utenpå siste betonglag. Korttidsstabiliteten på stuff har vært et hovedproblem hele tiden.

SUMMARY

Ingeniør Thor Furuholmen A/S is currently excavating a 27 m2 tailrace tunnel in Greece. The rock type is a soft marl and siltstone. Compressive strength is below 400 bar. Experiences from 1200 m of tunneling is described. Rock reinforcement is executed by SN-rockbolts and reinforced shotcrete. Convergency- and extensometer measurements are utilized to controle stability.Examples from three different dimensioning methods are given, together with some important practical details. The stand-up time at face, has been one of the main problems, executing the works.

INNLEDNING

Tunneldrift i meget svake bergarter, som det finnes mye av utenfor Skandinavia, er det ikke mange norske firma som har erfaring med. Vår erfaring er for det meste basert på dårlige og ekstremt dårlige soner, i ellers godt fjell.

Det viser seg likevel at summen av erfaring med vanskelige forhold fra Norge, er av meget stor nytte ute. Det er mer tankegangen og driftsopplegget som må endres, enn metodene og det har sammenheng med omfanget dårlig fjell.

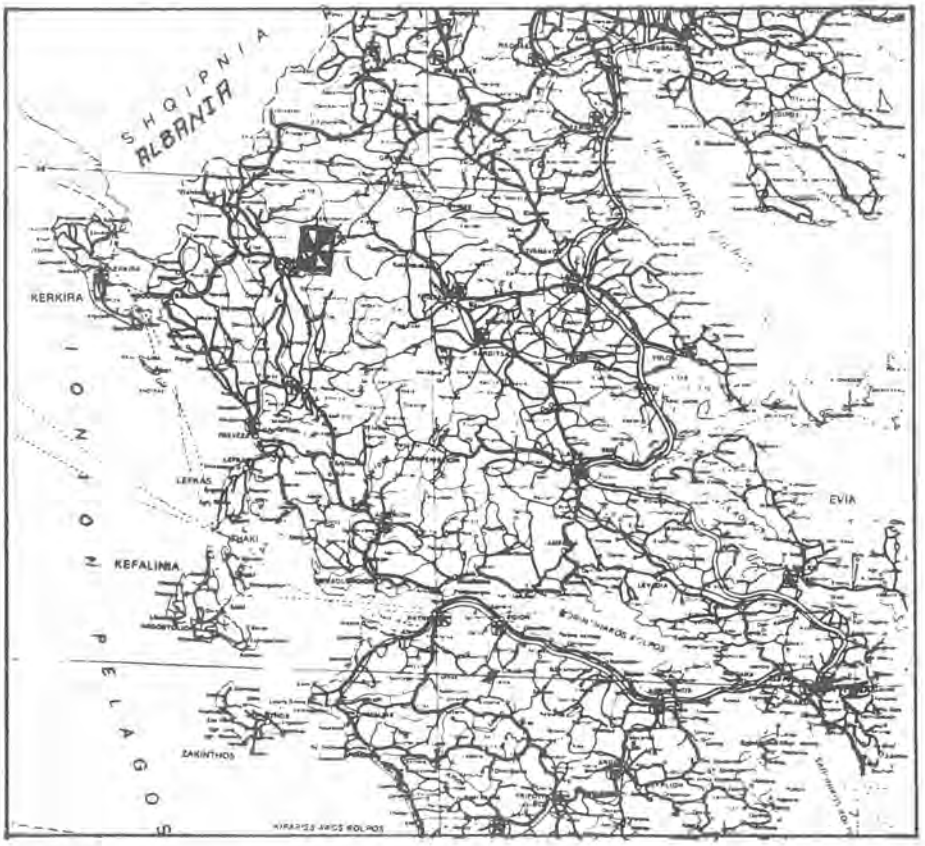


Fig. 1. Anleggets beliggenhet.

Furuholmen har medio oktober 1983 drevet 1200 m tunnel i hovedsakelig mergel, ved kraftverket Pigai i Hellas. Avløpstunnelen, som her omtales, er 2.600 m lang og 27 m2 i tverrsnitt. Spesielt ved denne driften, er at det brukes delsnittmaskin, en Westfalia Luenen WAV 178. Maskinen er ca. 70 tonn og har 200 KVA innstallert kutte-effekt.

Selve anleggsområdet ligger i 650 m høyde over havet og har delvis snø om vinteren.

I det etterfølgende beskrives bare erfaringer og observasjoner fra de første 1200 m.

BERGARTER, OVERDEKNING, VANNFORHOLD.

Bergarten i området er vesentlig finkornet mergel, som delvis veksler med siltstein. Det finnes også noen slirer med konglomerat. Det allt vesentlige av fjellvolumet har trykkfasthet lavere enn 400 bar.

Lagdelingssprekkene har typisk en avstand av 5-15 cm. Disse er gjennomsettende og glatte. Lagdelingen står for

det meste steilt. Fjellet mellom disse sprekkene, vil etter utgraving, eller nylig eksponering, sprekke opp og falle fra hverandre som "pukk". På grunn av svellende- og andre leirmineraler, er massen ømfindtlig for vann. Vanntilgang vil aksellerere en slik desintegrasjon.

En typisk mineralogisk analyse, på tre forskjellige prøver, gav følgende resultat: (volum %)

Mineral Prøve:	1	2	3
Kvarts	44	51	35
Kalkspat	14	11	35
Albitt (feltspat)	16	12	10
Illite/muskovitt	13	15	10
Kloritt	10*	11*	10*
Dolomitt	3	-	-

* inkluderer 5 % kloritt/montmorillonitt- SVELLENDE!

Maksimal svelling i vann er 20 %.

Maksimalt svelletrykk 0,3 MN/m2.

Det foreligger også en serie prøver med sum av leirmineraler mellom 30 og 40 %. For det meste med en andel svellende mineraler.

Overdekningen har vært jevnt stigende fra påhugget til ca. 150 m ved stuff. Dette har gitt økende bergtrykk, som er tydelig merkbart i tunnelen. Et 3-400 m høyere fjellparti over kraftstasjonen, som en nærmer seg fra nedstrømms side, er sikkert også medvirkende.

Selv med stor oppsprekkingsgrad og relativt liten overdekning, har det vært nær tørre forhold i tunnelen. Bak stuff har det noen få steder blitt fuktgjennomslag i sprøytebetongen, eller enkelte drypp. Dette skyldes den store andelen finstoff i bergartsmateriale og sprekkefyllinger. De få stedene hvor fuktighet har slått frem på stuff, har det vesentlig redusert tilgjengelig tid for etablering av sikring.

Det er en ganske god illustrasjon av forholdene, at det med delsnittmaskin, som kutter meget forsiktig, ikke har vært tilrådelig å ta ut mer enn 2,5 m tunnel pr. syklus. Overskrides denne lengden, fører det nesten alltid til større, eller mindre utfall fra hengen. Selv om kutting skjer med 1 m pr. time, starter gjerne utfallene før sikringsarbeidet er kommet i gang. Kuttelengder fra 0,5 til 5,0 m har vært anvendt.

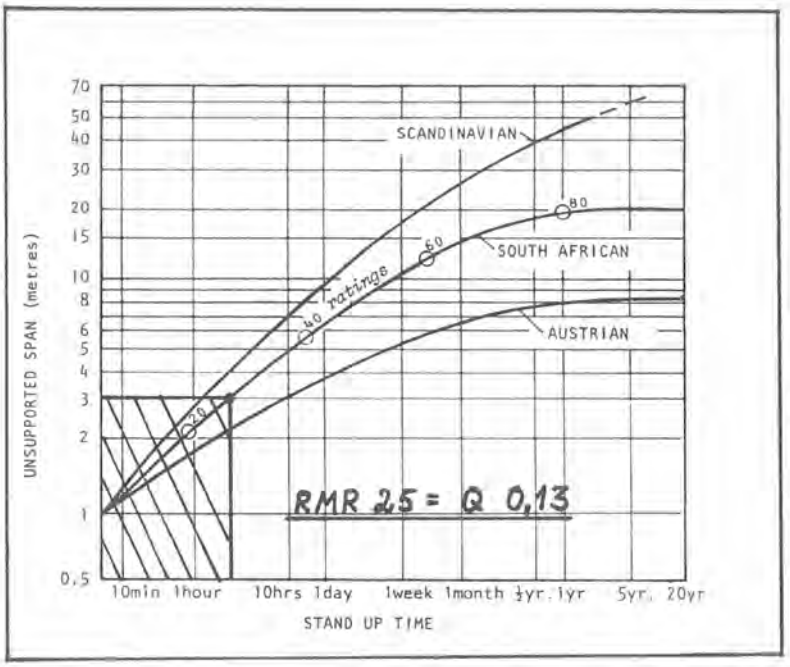


Fig. 2. Aktuell tilgjengelig tid for etablering av sikring. (Bieniawski).

RAS I FORSKJÆRINGEN.

Forskjæringen er på 30.000 m3 (se fig. 3) og er uttatt med 50 t bulldozer med ripper. Lagdelingen sto steilt (70 grader) og med strøket i ca. 30 graders vinkel til lengdeaksen.

Venstre vegg i driveretningen, ble foreslått sikret med 4 m lange kamstålbolter, 25 mm diameter, i rutemønster 1,5 x 1,5 m. I tillegg ca. 10 cm sprøytebetong. Forslaget ble ikke godkjent og endret til rutemønster 2,5 x 2,5 m.

I den andre veggen var forslaget som foran, med 2,0 x 2,0 m rutemønster. Byggherren fjernet her alle boltene, basert på at lagstillingen var gunstigere.

Utgraving og sikring foregikk stegvis og da sålen på det laveste, var kommet 3/4 ned (dvs. maksimal vegghøyde ca. 15 m), startet veggene å røre på seg. Det oppstod først synlige sprekker 1-2 m fra kanten av gropen et par dager før raset. Først raste høyre vegg inn (den uten bolter) i løpet av noen nattetimer. Deretter begynte den andre veggen å røre på seg. På grunn av boltene tok det her noe mer tid (2-3 dager), før raset var ferdig utviklet. På grunn av lagstillingen, gikk rasutviklingen til slutt bak boltene og gjorde disse uvirksomme. Til sammen raste det ut ca. 1.000 m3 fra sideveggene. Dette var en første demonstrasjon på, at forholdene ikke ville bli så enkle.

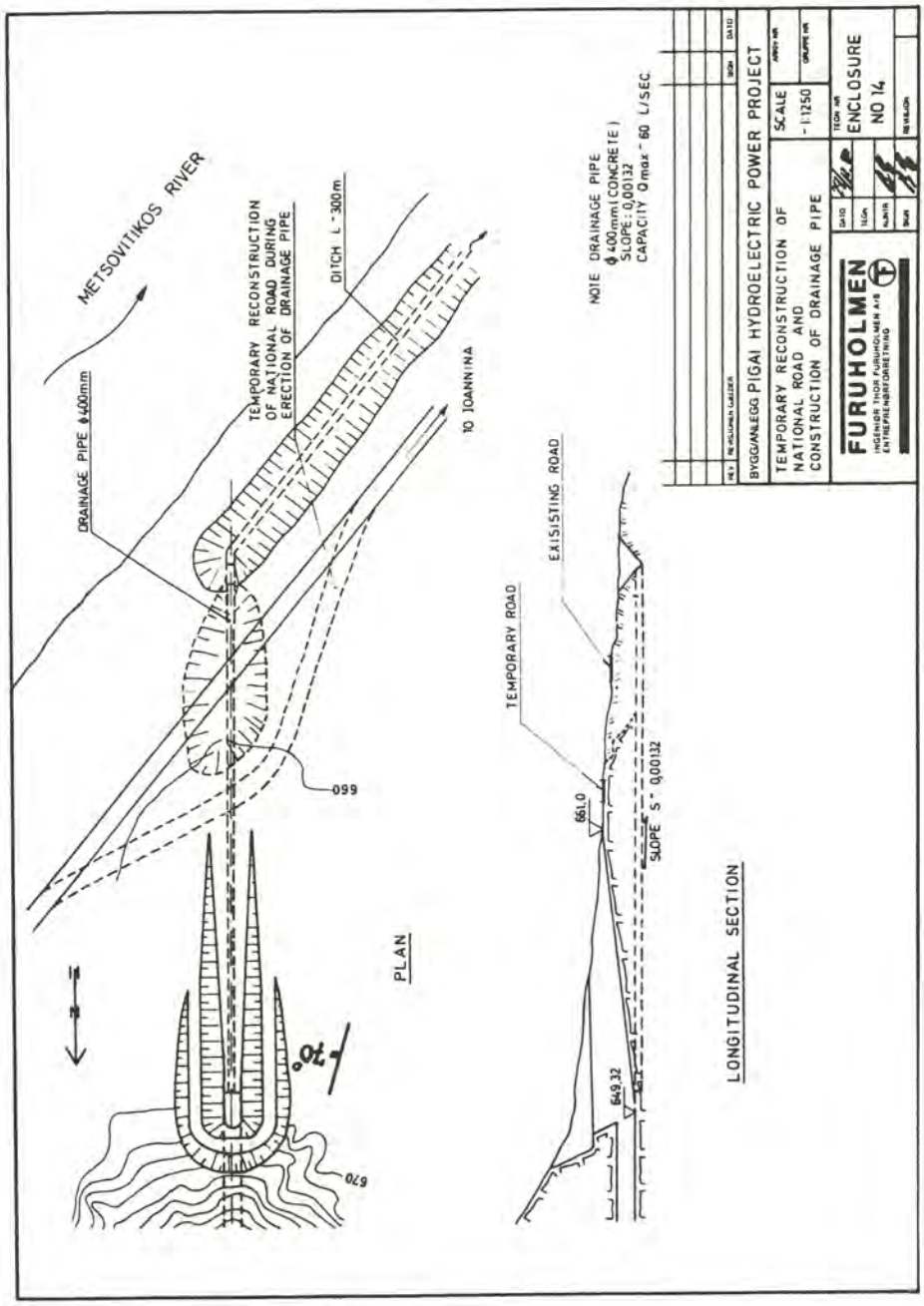


Fig. 3. Forskjæring

DRIVE- OG SIKRINGSSYKLUS, SIKRINGSMETODER.

Hele avløpstunnelen skal etter foreliggende planer sikres permanent med ca. 40 cm dobbelarmert betongutforing. Dette skal utføres etter at hele avløpet er drevet igjennom og hører til neste kontrakt.



Fig. 4. Ras i høyre vegg av forskjæring.

For å drive igjennom må det altså utføres en semi-permanent sikring, som er god nok til å stå tilfredsstillende i 2-3 år. Systemsikring med innstøpte kamstålbolter og armert sprøytebetong, ble valgt allerede på anbudsstadiet. Det ble beskrevet 5 forskjellige sikringsklasser, der en varierte drivelengde pr. syklus, betongtykkelse, armering, bolteantall og eventuell kombinasjon med stålbuer, eller spiling.

Det har vist seg i praksis, at andel fjell i den gode enden av skalaen, som beskrivelsen gav grunnlag for å vente, den fikk man aldri. De hittil utdrevne 1200 m er sikret med bare mindre variasjoner innenfor den tyngste sikringsklassen.

Entreprenøren har hatt et kontinuerlig press for å sikre mindre, men som det skal beskrives senere, deformasjoner og skader i sikringen, med påfølgende reparasjoner, har klart vist at det snarere er sikret i minste laget.

I et gjennomsnitts-tilfelle er det sikret som følger:

20 cm sprøytebetong med nettarmering, eller fiber.

10 stk. bolter a 3,0 m (maks. 15), dvs. ca. 1,6 m2 pr. bolt.

1,5-2,5 m normal kutte-lengde.

Tallene er et gjennomsnitt inklusive forsterkningsarbeider over de første 907 m tunnel. Med 16 skift pr. uke a 7,5 timer, er det oppnådd 12,2 m pr. uke i inndrift.

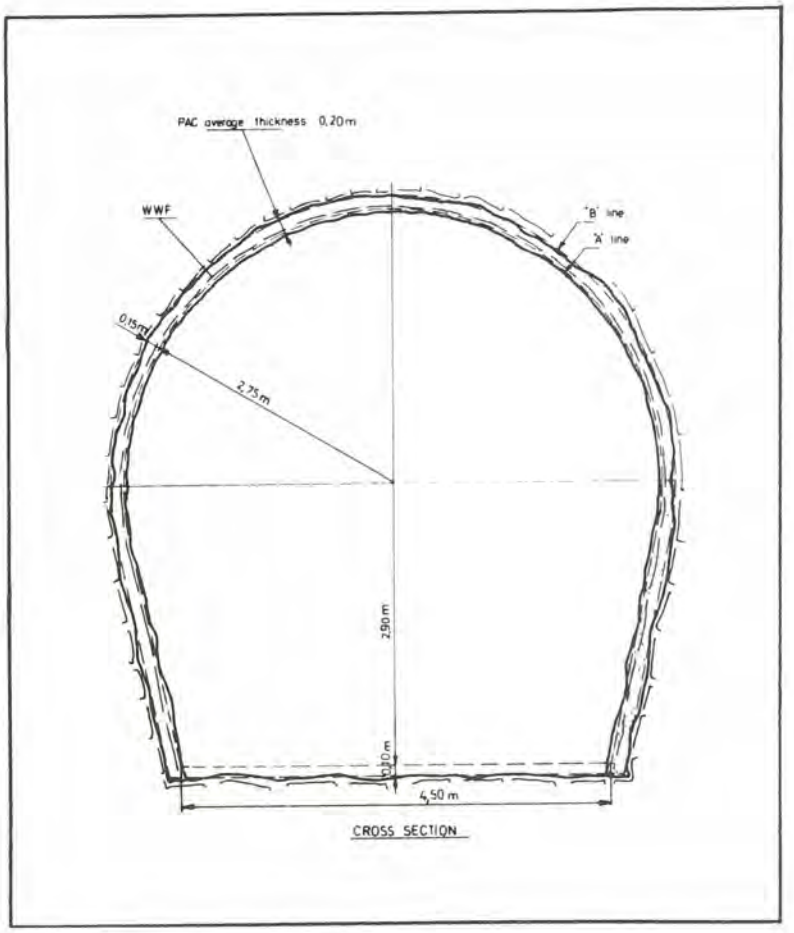


Fig. 5. Teoretisk tverrsnitt.

Normalt er det kuttet 1,5 m pr. omgang. Det er så blitt sprøytet ca. 10 cm betong, fra en platting montert på fresearmen. Neste skritt var boring og montering av bolter, (L= 3,0 m) etterfulgt av nettarmering. Nettet er nå skiftet ut med stålfiberarmering. Ved sprøyting av første lag på neste kuttelengde, sprøytes samtidig de siste 10 cm av foregående kutt og sikringen er komplett, når bolteplatene er kommet på.

På grunn av stigende bergtrykk og usikkerhet med vanntilsig og varierende fjellkvalitet, har det vist seg uhyre vanskelig å vite hvor lang tid det tar før utfall vil begynne i hengen. Problemet har vært forsøkt løst med spiling bolter, men med praktiske problemer. En har derfor endt opp med å måtte sette stålbuer for hver 1,0 til 1,5 m, som en rasktvirkende tidlig sikring.

I vanskelige soner er kutte-lengden oftest ca. 1,0 m, samtidig som bare øvre halvdel av stuffen tas ut i ett. Når dette er gjordt, blir området sprøytet inklusive

stuffen. Etter at resten er kuttet, settes stålbuen opp og sprøytingen av første lag fullføres. Eksempelvis har det hendt at i løpet av de 3 timer det tar å frese ned bunnen og sette opp stålbuen, har stuffen sprukket på midten og undre halvdel er presset inn 5-10 mm i forhold til øvre halvdel.

FJELLKLASSIFISERING, LASTER, SIKRINGSKAPASITET.

Som et eksempel skal det gjenngis en analyse etter Q-metoden, som vil være kjendt for mange. Analysen er fra P 6+424, hvor det var noen m3 utfall på stuff:

RQD :	Bedding	20 joints pr. m	
	Joint set 1	3	
	Joint set 2	5	
	+ Random	3	
	Jv=joints/m3	31 joints	
	RQD=115-3,3Jv= 13		
	Some clay material present:		RQD= 10
Jn :	Heavily jointed, sugar cube		= 15
Jr :	Smooth planar (bedding), sometimes slickensided planar 0,5-1,0		= 1,0
Ja :	Low friction mineral coatings, corresponding shear strength 8-16 degrees		= 4,0
Jw :	Minor water inflow, pressure 2,5-5,0 bar		= 0,8
SRF :	Mild squeezing rock pressure: 5-10 OR Multipple occurence of weakness zones containing clay, very loose surrounding rock: 10		= 7,5

Resulting rock quality Q = 0,018 "Extremely Poor"

Stability analysis:

ESR : Water power tunnels = 1,6

D : Tunnel diameter m = 5,5

Gives support category no. 34

Conditional factors: RQD/Jn= 0,67

Jr /Ja= 0,25

D /ESR= 3,44

Type of support according to Q-system:

Shotcrete, mesh reinforced 15-25 cm

NOTE: When squeezing is involved, bolts are added at a spacing of 1,0 m. Bolts to be grouted when: RQD/Jn < 1,5.

Length of bolts: 2+(0,15B/ESR)= 2,52 m

(Klart for korte bolter under rådende forhold !)

Support pressure estimate:

P (roof) approx. range = 5-11 bar

---"--- eq 3 = 7,63 bar

---"--- eq 4 = 9,85 bar

Support capacity estimate:

P (bolts)= 2,0/1,0 = 2,0 bar

P (shotcrete)= $t\sigma/R$= 20x150/300 = 10,0 bar

Remarks:

The tunnel is non-circular and bolt spacing 1,6 m2 pr. bolt. This is reducing the capacity substantially.

En annen metode har også vært anvendt til vurdering av laster og deformasjoner:

Rock Support Interaction Analysis, by

Dr. Sc. E. Hoek, Golder Associates
Ph. D E. T. Brown, Prof. London University.

Hovedforenklinger og forutsetninger:

Sirkulær tunnel med opprinnelig radius r_i

Vertikal og horisontal spenning lik p_o

Sikringstrykket virker radiellt lik p_i

Uforstyrret fjell er lineært elastisk.

Oppsprukket fjell er plastisk.

Tidsavhengig kryp er ikke med i regnestykket.

Den plastiske sonen har en radius r_e

Det regnes med radiell symmetri. Effekt av vekt er addert etter at selve analysen er gjennomført.

Innput data for fjellet (100 m dyp):

Trykkfasthet i inntakt fjell	MPa	15
Fjellkonstant inntakt fjell	m	0,1
----------"----------	s	0,0001
Elastisitetsmodul E	MPa	5000
Poissons tall		0,25
Sprukket fjell, konstant	m	0,05
----------"----------	s	0,00001
Volumvekt av sprukket fjell		0,022
In situ spenning	MPa	2,65
Tunnelradius	m	3,0

Innput data for kamstålbolter:

Lengde L	m	3,0
Diameter	m	0,025
Elastisitetsmodul	MPa	207000

Forankringsstivhet	Q	0,001
Rutemønster 1,25 x 1,50		
Bruddlast	MN	0,25
Deformasjon før montering	m	0,005

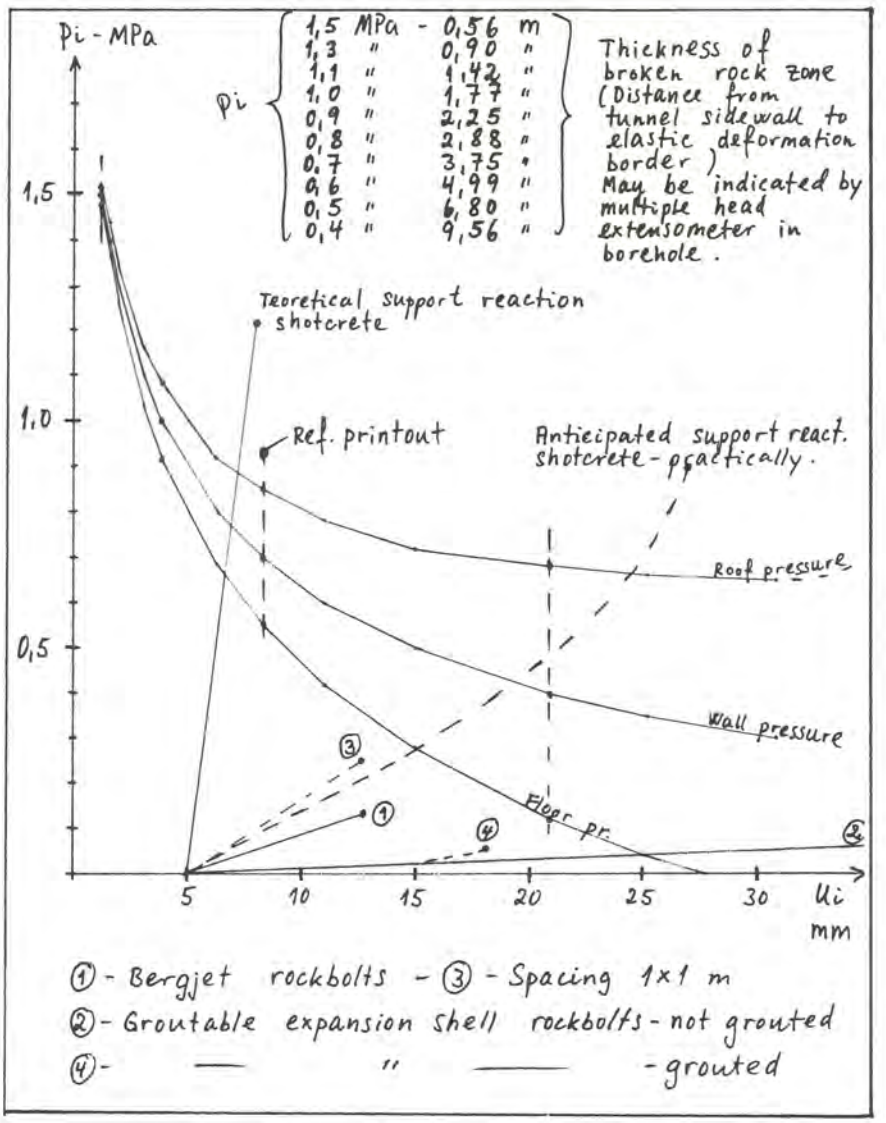


Fig. 6. Analyse av samvirke fjell/sikring.
(Etter Hoek og Brown)

Innput data for sprøytebetonglaget:

Elastisitetsmodul	MPa	20000
Poissons tall		0,25
Tykkelse	m	0,15
Trykkfasthet	MPa	25
Deformasjon før virksom sprut	m	0,005

Som en vil se av fig. 6, som inneholder resultatet av analysen, er den teoretiske reaksjon av en sirkulær sprøytebetong ring meget stiv. I vårt tilfelle, med hestesko-formet tunnel, må både bæreevne og stivhet reduseres. Ved ca. 20 mm radiell deformasjon, vil overgangen fra plastisk til elastisk sone ligge 7-8 m utenfor tunnelveggen. Slik dette regnestykket er satt sammen, er det rimelig overensstemmelse med Q-metodens last-antakelser.

Det er også foretatt beregninger av forskjellig slag ved GEOCONSULT, Salzburg, Østerrike. Som et eksempel skal nevnes resultatet av en kalkulasjon etter skjærbrudd-teori, som brukes innen NATM.

Forutsetniger:

Midlere fjellkvalitet i aktuell tunnel.

Sprøytebetong 15 cm.

Nettarmering 3-4 kg pr. m2.

Stålribbe 20 kg pr. m, 1 pr. 1,5 m tunnel.

Bolter 4 m c/c=1,5 x 1,0 m.

Kuttelengde maks. 1,5 m.

Lukking av sålen nødvendig.

Indre friksjon i fjellet lik 22 grader.

Kohesjon 200 KN/m2

Skjærvinkel i betongen lik 30 grader.

Resultat:

Samlet bæreevne	KN/m2	1110
Stålbue	"	85
Sprøytebetong	"	310

Bolter	"	130
Fjellbuen rundt tunnelen !!	"	585

MÅLING AV DEFORMASJONER.

Det ble helt fra starten av lagt opp et måleprogramm for å kontrollere stabiliteten over tid, bak stuff. Det enkleste og mest praktiske hjelpemiddel er utvilsomt konvergensmåling.

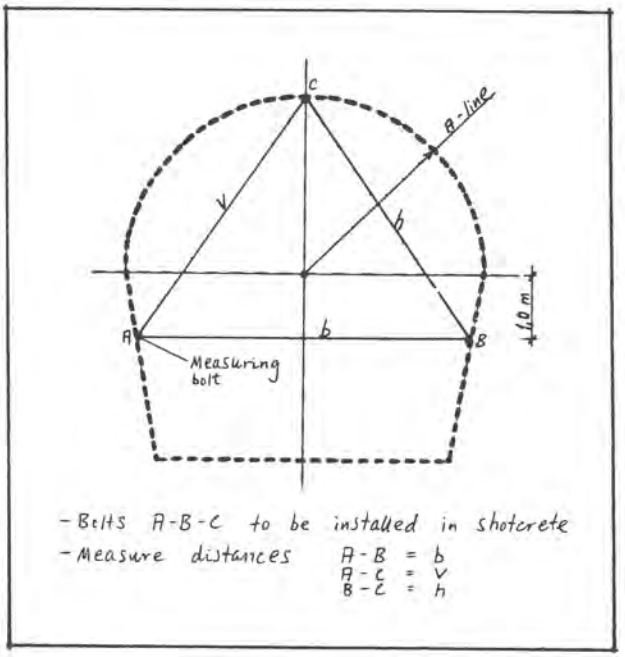


Fig. 7. Måleopplegg.

Det skulle monteres målebolter ca. hver 50-100 m, med nødvendige modifikasjoner. Det ble også spesifisert nøyaktig hvilke avlesnings-intervaller som skulle benyttes. Dette var blant annet avhengig av utvikling i deformasjoner.

Ikke minst viktig i et slikt opplegg, var definisjon av varselnivåer. Det vil si når var det grunn til vaktsomhet og eventuelle ekstra tiltak. Opprinnelig var disse:

- Konvergenshastighet > 5 mm pr. dag.
- Samlet konvergens > 150 mm.
- Økende konvergens-HASTIGHET.

Av disse punktene måtte det første endres nokså fort. Det var for strengt, særlig de første dagene. I ett tilfelle der Byggherren forlangte veggboltene utelatt, som ett eksperiment, var hastigheten oppe i nesten 1 mm pr. time. Det ble da selvfølgelig innsatt bolter, og området ble stabilisert. Se fig. 8.

Måleprogrammet inneholdt også regler for tiltak ved overskridelse av varselnivåer og rapporteringsprosedyre. Pr. i dag er det etablert over 20 måleseksjoner for konvergens og noen få med ekstensometere.

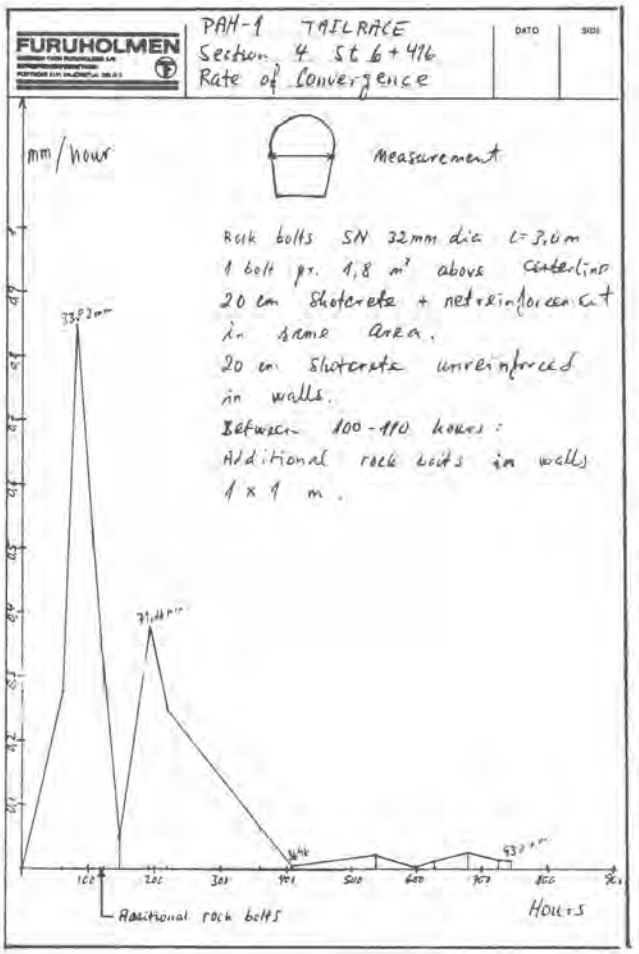


Fig. 8. Konvergens-hastighet.

Figur 9 viser måleresultater fra venstre vegg. Målingene i høyre vegg og taket, har et tilsvarende forløp. Det en kan legge merke til, er for det første den sterkt avtagende deformasjons-hastigheten etter ca. 7 dager. Dette faller sammen med mellom 10 og 15 m videre drift og altså oppnådd avstand til stuff ca. 2 til 3 tunnel-diametre. Dette er i tråd med erfaringer andre steder fra.

Videre kan en se på fordelingen av den samlede registrerte bevegelse. Omtrent 70 % av bevegelsen skjer mellom tunnelvegg og 2,0 m dyp, mens bare 30 % skjer mellom 2,0 og 5,0 m. Det samme gjelder i taket, men der er 71,4 % unnagjordt på den første meteren.

En kan også se at etter 40 til 50 dager er det ingen større tegn til bevegelse.

Figurene 10 og 11, viser et lite utvalg av konvergens-målinger. Som en vil se av disse, er samlet deformasjon (etter divisjon med 2, for sammenligning med ekstensometer-resultatene), for det meste større og den varer adskillig lengre i tid. Dette viser at et 5 m langt ekstensometer i mange tilfeller er for kort, til å få med all bevegelse. Det indikere også at 3,0 m lange bolter i mange tilfeller er for korte.

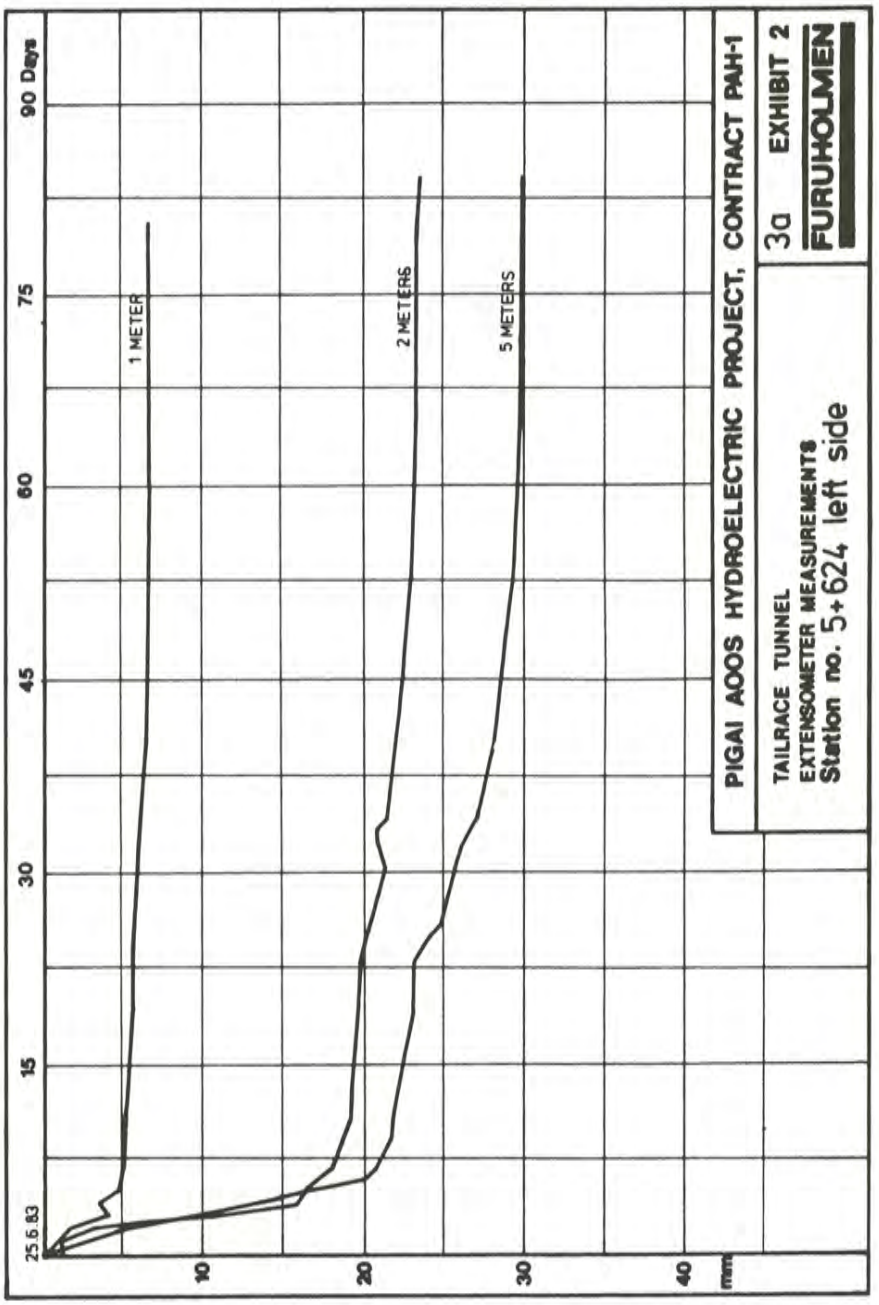


Fig. 9. Ekstensometermåling i vegg.

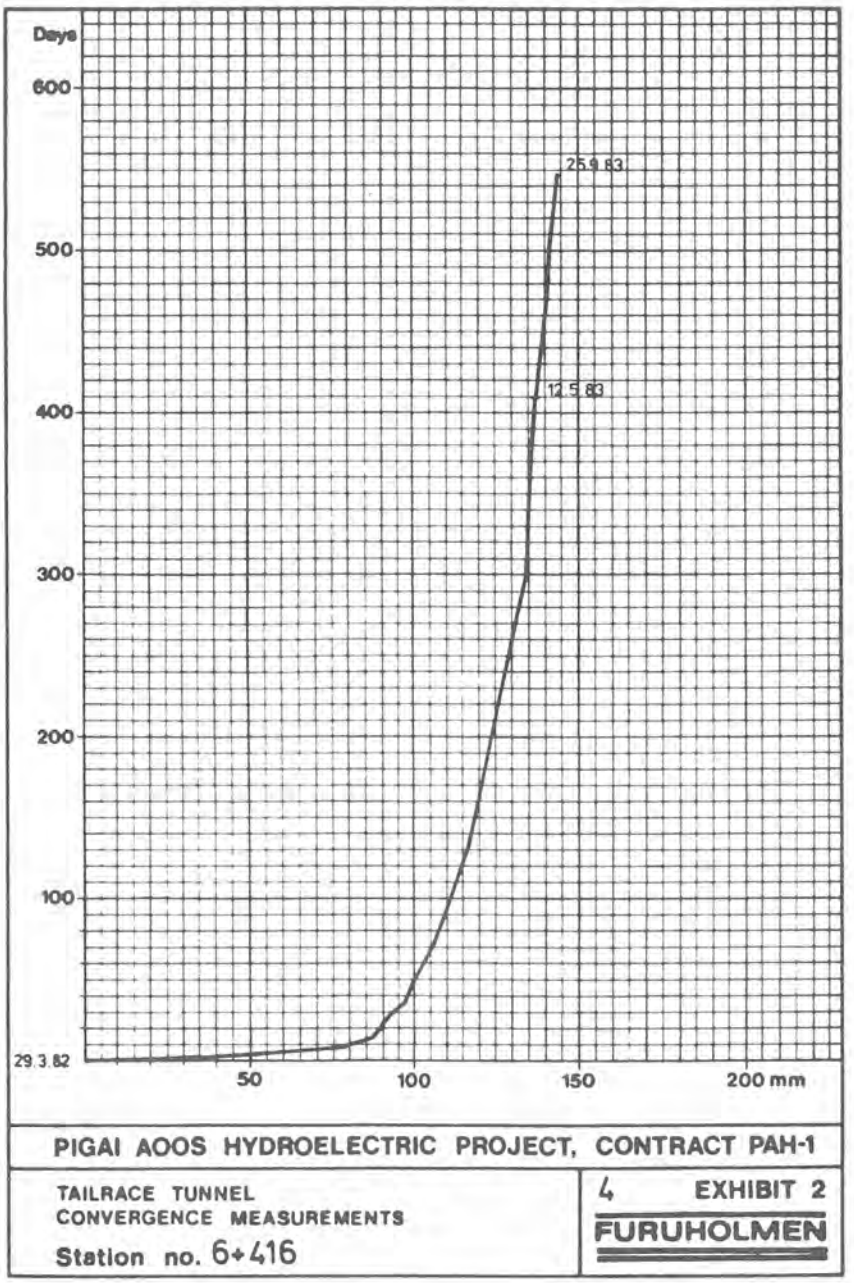


Fig. 10. Konvergens av vegger, enda ikke stabil.

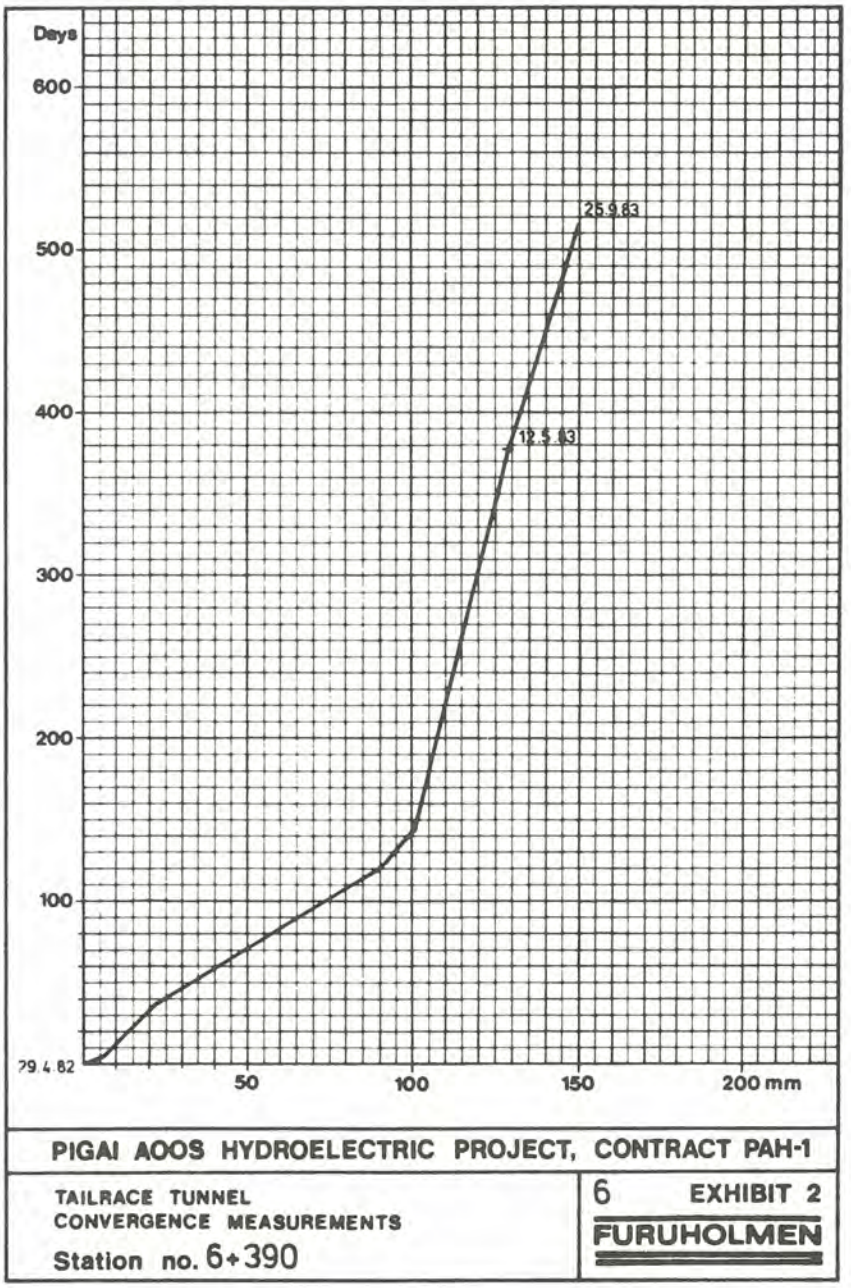


Fig. 11. Konvergens av vegger, ustabil.

Ved noen måleseksjoner er det tegn til økende deformasjons-hastighet etter 300 til 400 dager. Det er vel derfor mye som tyder på at den utførte sikring ikke er noe mer enn en semi-permanent sikring. Boltelengden er da også på et senere stadium økt til 3,5 m.

SKADER I SIKRINGEN, PRAKTISKE FORHOLD.

På grunn av kutterhodets geometri (to kutterhoder med 1,2 m avstand), er det ikke mulig å kutte en halvsirkel i hengen med radius 2,75 m. I stedet blir det flat heng i en bredde av minimum 2,4 m. Dette er selvfølgelig ugunstig for stabiliteten.

I foten av halvsirkelbuen, går en over i en rettlinjet vegg med høyde 2,9 m. Det viser seg at også denne er ugunstig. Tunnelen er relativt høy og smal og veggene får en tendens til å bukle inn.

Etter at det var drevet ca. 1 km tunnel, var det samlet opp en god del skader i sikringen og en måtte stoppe driften for å reparere disse.

Skadene var først og fremst bukling, eller knekkskader midt i hengen og/eller i veggen(e), ca. 1,5 m over sålen. Disse skadene skyldes geometrien og små , men viktige detaljer som ble gjordt galt. Det ble lenge arbeidet slik, at bolteplaten ble montert mellom første og andre sprøyteskikt. Dette gjorde at man fikk spalting av betonglaget og/eller gjennomlokking under platen. Resultatet var da ofte, at bolt og plate stod igjenn, mens betonglaget buklet inn 30 til 40 cm.

Ved dårlig kontakt til sålen, kunne man også registrere at hele betongskallet var trykket ned 50 mm relativt til veggbolter. Dette var enkelt målbart på steder hvor bolteenden hadde rippet et avlangt hull i det yttre betonglaget.

På steder med ekstra dårlig fjellkvalitet, evt. svellende materiale, er det registrert hevninger i sålen på 30 til 40 cm. Også slike har en måttet reparere.

På en kortere strekning, ble det forsøkt å sikre med tunge stålbuer (HE 160 B) pluss sprøytebetong, men uten bolter. Det kan en trygt fastslå var en fiasko. Stålbuene ble deformert i løpet av kort tid og betongen sprakk opp og mistet kontakten med buene.

KONKLUSJON.

Det er en hel del mer å si om en slik tunneldrift, for å kunne gi et fullstendig bilde av det hele. Ikke minst er det svært mange rent praktiske- og samarbeidsmessige sider som er utelatt. Det er videre en hel del variasjoner i utførelsen, som det ikke har vært mulig å gå inn på.

Forfatteren håper likevel at presentasjonen gir et inntrykk av de etter norske forhold, nokså spesielle betingelsene for tunneldrift.

Erfaringene tilsier for det første at det ikke er noen grunn for norske entreprenører, til ikke å gå løs på drift i svakt fjell. Samtidig skal det sies at selv om man treffer rimelig godt med totalopplegget allerede på planleggingsstadiet, vil det helt sikkert dukke opp uforutsette ting. Typisk i dette tilfellet er en serie detaljer i selve sikringsutførelsen, som viser seg helt avgjørende for resultatet.

Det er også grunn til å peke på nødvendigheten av etterkontroll av sikringen med konvergens- og ekstensometermåling. Det er uhyre viktig at det legges nødvendig vekt på disse og andre registreringer under driften, som senere dokumentasjon. Slike data kan komme til å bli av vital betydning også for oppgjør av eventuelle ekstra sikringsarbeider.

Etter forfatterens mening er det ulike mye lettere å tolke deformasjonsmålinger, enn å beregne seg frem til riktig sikring. Dette hvis en skulle måtte velge mellom det ene eller det andre. Her må det være et både og.

Det er også en viktig erfaring, at innstøpte kamstålbolter er fullt virksomme i et materiale som svært mange norske tunnelbaser og ingeniører ville nektet å bolte. Det er i det hele tatt imponerende, hvor godt det beskrevne sikringssytemet virker.

Hovedproblemet har vist seg å være korttids-stabilitet. Det vil si at man må ha et minimum av tid tilgjengelig, for etablering av den aller første sikringen. På dette punktet har det vært problemer hele veien. Eksempelvis er det ikke beskrevet, et større ras på stuff (200-300 m3), som startet i toppen av selve stuffen. Tilløp til slike, har det egentlig vært flere av. Noen virkelig god løsning er det ikke funnet, trass i at det også er et tildels alvorlig sikkerhetsproblem for slik drift.

BRUK AV SATELLITTDATA I PRAKTISK INGENIØRGEOLOGI

Avdelingsdirektør Bjørn Follestad, Norges geologiske undersøkelse

SAMMENDRAG

Ingeniørgeologi (og geoteknikk) er læren om jordartene som byggegrunn og byggemateriale. Med dette som et utgangspunkt kan man se på hvordan moderne satellitteknologi kan brukes for å få fram et underlagsmateriale til praktisk ingeniørgeologi.

I datateknologiens tidsalder kan geologiske data (som ved NGU) ordnes i et :

a, referansedata arkiv
b, faktadata arkiv

I referansedata arkivet vil opplysninger om de geologiske dataene gis etter kartblad/koordinat, kommune, fylke m.m., mens måledataene ligger i et faktadata arkiv med databasestruktur (inkludert satellittdata). Etter denne strukturen for oppbevaring av data kan informasjon gis uten at resultater av evt. konfidensiell karakter frigis (uten samtykke med eier).

Det var med oppskytingen av ERTS-1 (seinere kalt LANDSAT I) i 1972 at interessen for satellittdata i en jordressurssammenheng tok til. Særlig var det i regi av NASA i begynnelsen av 70-årene flere forskningskontrakter med praktiske siktemål. I ingeniørgeologi ble de første strukturstudiene utført av US Geol. Survey (NOAA-bilder). Seinere ble dette utvidet til å omfatte mer eller mindre verdensomspennende studier basert på LANDSAT-satellittene (eks. vedlagt for Norge).

AREALKLASSIFISERING

LANDSAT-satellittenes spektralområde (0,4-1,1 m) som spesielt er valgt for vegetasjonsstruktur, ga grunnlag for mange ulike typer arealklassifiseringer av jordarter, vegetasjon, vann/

dreneringssystem m.m. Disse ga for amerikanske forhold interessante opplysninger for bl.a. vegplanlegging o.l. I Norge fikk dette i denne fasen aldri en skikkelig mottakelse. Dette kan trolig henføres til dataenes oppløselighet (70 x 60 m). Norske og europeiske forhold er som kjent mindre enn forholdene i USA, f.eks. de forskjellige typene dyrkningsenheter.

DATAANVENDELSE

De forsøk som ble gjort i Norge omfatter numeriske klassifikasjoner, framstilling av statistikker m.m. og rasterbilleder. De sistnevnte produktene hadde til anvendelse om miljøene hadde nødvendig EDB-utrustning. Forøvrig ble raster-billeder kjøpt og brukt som IR billeder. For oversiktsarbeider, viste disse dataene at de var brukbare. Kfr. NGU's strukturstudier på Finnmarksvidda og UiO om strukturlinjekarter langs norskekysten.

Satellittdata ble også brukt mot farge med vekslende hell. De største svakhetene var her dataenes oppløselighet.

Framtidens satellittdata gis med forbehold om bedre oppløselighet (10 x 10 m f.eks. SPOT) et mer anvendelig billedprodukt enn de faste LANDSAT-satellittene. De store forventningene som var stilt til LANDSAT D med tematiske mapper, ble aldri testet etter som satellitten brøt sammen. Stereoeffekt tilsier også at disse billedene kan nyttes på "vanlig" måte i et stereoskop. Digitale data med bedre oppløselighet (20 x 20 m) gir løfte om data bedre tilpasset norske forhold for studier av jord, vann, vegetasjon m.m.

Ref. Satellittfjernmåling NOU 1983, 24.

Program DIGLIN (Tek 4054/4956)
Digitizing of lineaments

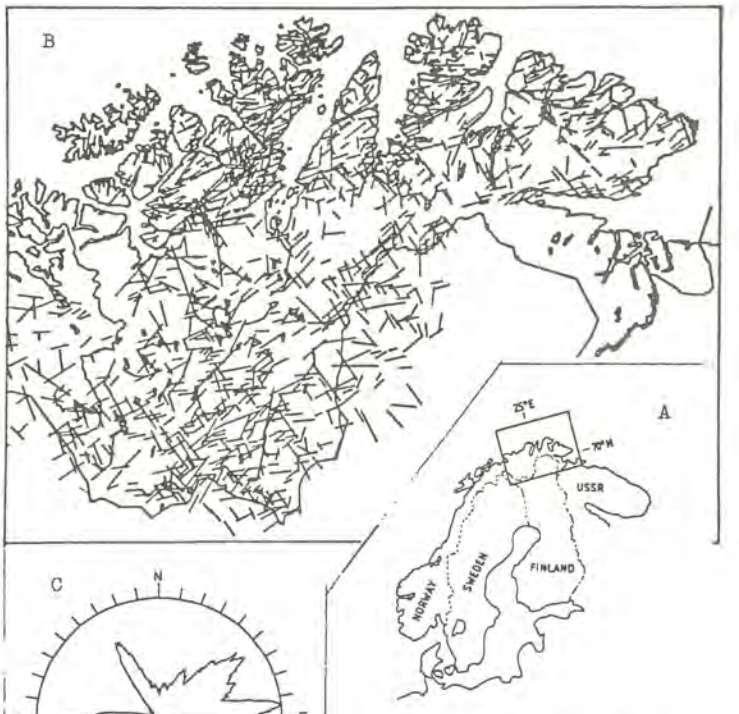
PTAPE
Transmission of datafiles from Tek 4054 to HP-3000

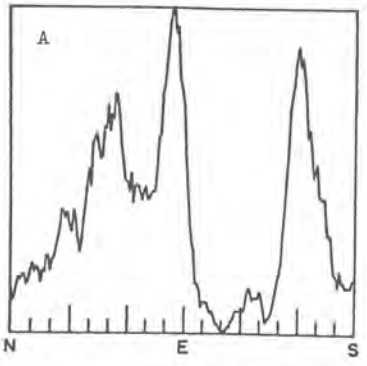
Program LINER
Spesify: UTM-sone, group no.
Makes a datafile readable for the program LINAMENT

Program LINAMENT
Menue: Histograms, rosediagrams, lineamentmaps, gridding of lineaments.
Spesify: Subarea, lineament length, sector, scale.
Output dev: Calcomp plotter, Tek 4054 and Tek 4010.

Program KONTUR
Contouring of gridded lineaments on an Applicon Ink Jet Plotter

Fig.1. Computer programs for lineament analysis. Written in Fortran on a HP 3000.





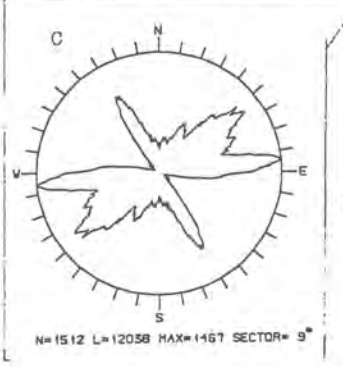
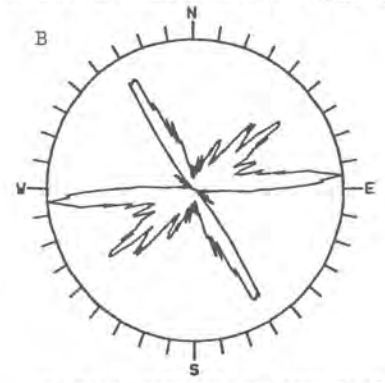


Fig.2. A: Key-map of the test site.
B: Lineament map of the Finnmark area, North-Norway (280x310 km).
C: Rose diagram indicating the most prominent directions.

N= 614 L= 5565 MAX= 797 SECTOR= 9°



N= 614 L= 5565 MAX= 509 SECTOR= 5°

Fig.4. The southernmost test-site in Finnmark.
A: Histogram
B: Rose diagram.

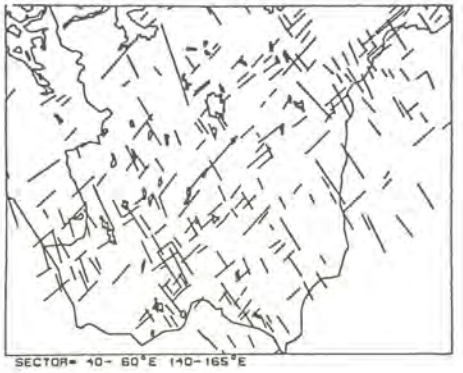


Fig.3. The southernmost testsite in Finnmark.
A: Lineaments in the sectors 40-60°E and 140-165°E.

Proceedings of an EARSeL-ESA Symposium, Igls, Austria, 20-21 April 1982
(ESA SP-175, June 1982)

B. Rindstad & B. Follestad, Geological Survey of Norway, Trondheim, Norway.

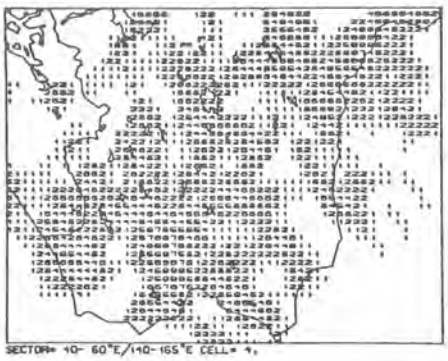


Fig.3. The sothernmost testsite in Finnmark. Size of area is 220 km x 160 km.
B: Lineaments in the sectors 40-60°E and 140-165°E are gridded using cell size 4x4 km^2.

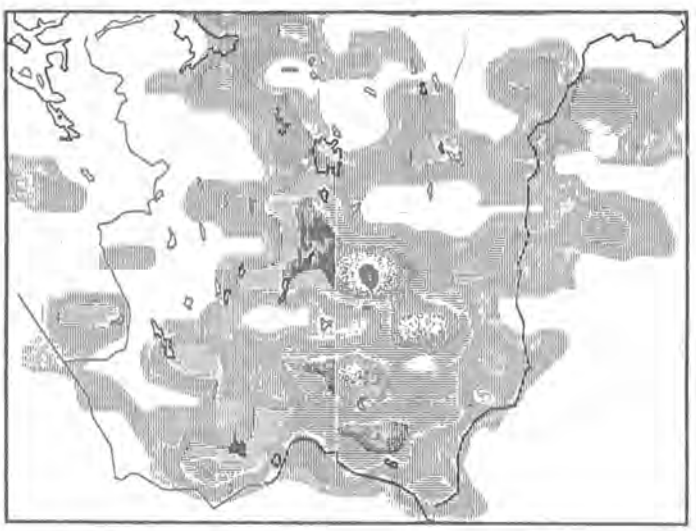


Fig.5. The southernmost testsite in Finnmark. Size of area is 220 x 160 km. Lineaments in the sector 70-95°E are gridded using a cell size of 5x5 km.

Proceedings of an EARSeL-ESA Symposium, Igls, Austria, 20-21 April 1982
(ESA SP-175, June 1982)

B. Rindstad & B. Follestad, Geological Survey of Norway, Trondheim, Norway

KJEMISK PÅVIRKNING AV LEIRAS EGENSKAPER

Chemical modification of clay characteristics

Cand.real. Odd Bryhn, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Kjemisk stabilisering av leirer er relativt nytt i Norden. Mange stabiliseringsmetoder er blitt utprøvd i laboratoriet med varierende resultat, men få er blitt prøvd i felten på grunn av manglende utstyr og kostbare feltforsøk. Det eneste utstyret som er i bruk,er for kalkpelemetoden. Alle slags finmalte, tørre kjemikalier kan brukes, men bare brent kalk og i det siste også brent kalk + gips,har vist seg både effektive nok og billige nok. Andre kjemikalier er også blitt testet, men kjemikaliekostnadene er vanligvis for høye.

Utstyr for innstallering av kjemikalier for diffusjon er ikke tilgjengelig selv om arbeidet har vært utført. Kostnadene ved slik stabilisering burde være relativt lave og effekten av spesielt kaliumklorid, burde være god nok til at metoden burde brukes mer. Injeksjon er til nå ikke blitt benyttet i Norge. Mulighetene for at injeksjon blir mye bruk er neppe til stede, men i spesielle tilfelle burde utstyr fra utlandet leies for testing. Kjemikalienes egenskaper er ofte svært gode,men ikke alltid rimelige i pris.

SUMMARY

Chemical stabilization of clay is relatively new in the Nordic countries. Several methods have been tested in the laboratory with varying results, however only a few have been tested in situ due to lack of suitable stabilizing equipment and the expense. The

lime column equipment is the only one in use. All kinds of dry, fine-grained chemicals may be used, but only unslaked lime, and lately also unslaked lime together with gypsum, have proved sufficiently effective and cheap enough. Other chemicals have also been tested, but the costs are usually too high. Installation equipment for the use of diffusing chemicals are not commercially available even though the technique is simple. The stabilization costs should be low enough and the effect of potassium chloride in particular good enough, for the method to be more commonly in use.

Up till now grouting of cohesive soils has not been used in Norway. The method may be useful under special circumstances, and foreign equipment should be tested. The method will probably never be commonly used even though the chemicals are effective; the costs are high.

INNLEDNING

I løpet av NGIs 30-årige historie er det blitt utført mye forskning omkring leirenes geokjemi. Særlig er det sammenhengen mellom de makroskopiske geotekniske testene og den mikroskopiske geokjemien som Rosenqvist og Moum i sin tid belyste.

Allerede i 1953 ble den første kjemiske stabiliseringen av kvikkleire gjennomført (Bekkelagsraset). Etter anvisning fra Rosenqvist ble noen sekker vanlig bordsalt rørt inn i kvikkleira ved hjelp av en gravemaskin (1). Resultatet var bemerkelsesverdig, men det gikk likevel mer enn 20 år før salt ble brukt på nytt av Eggestad (2).

Riktignok har kalkstabilisering vært kjent i 5000 år, men metoden for overflatestabilisering har bare vært kjent noen tiår. Først i 1975 ble utstyr for dypstabilisering av leire tilgjengelig, kalkpelemetoden var oppfunnet (3). Siden da er hundre tusener av meter med kalkpeler blitt

laget i kvikkleire. Bortsett fra kalkpelemetoden er det svært få metoder for stabilisering av jord som er blitt brukt i Skandinavia. Andre steder i verden er det forskjellige metoder for kjemisk stabilisering av jord i bruk, men de fleste av disse er beregnet på ikke-kohesive jordarter.

LEIRAS EGENSKAPER

Opplysninger om leirenes geokjemi er nødvendig når man ad kunstig vei skal påvirke dens egenskaper. Ofte kan det være nødvendig å ha kunnskaper om de fleste av følgende parametre (4):

1. Mengde og type mineraler tilstede. Det er en kjennsgjerning at leirer fra andre steder i verden oppfører seg annerledes enn våre illittiske leirer nettopp på grunn av mineralogien.
2. Elektrokjemisk tilstand. Hvor godt oksydert leira er, bestemmer hvilke kjemiske reaksjoner som skal skje.
3. Hvilke ioner som er adsorbert på mineralene. Dette reflekterer porevannets kjemi og dermed også de tiltrekkende og frastøtende kreftene mellom mineraler, foruten graden av sementering.
4. Vanninnholdet er vesentlig for de fleste påvirkningsmetoder. Denne parameteren henger nøye sammen med analyser av leiras organiske innhold og kornfordeling.
5. Belastningshistorie. I tillegg til tidligere tiders laster vil naturlige oppsprekkinger være interessante opplysninger.
6. Diagenetisk sementering. Graden av sementering er bestemmende for hvilke påvirkningsmåter som kan brukes.

Tilsammen gir disse opplysningene et meget godt bilde av de avsetninger som skal modifiseres. For kvikkleire er det som regel bare nødvendig å ha opplysninger om punkt 4 i tillegg til vanlige geotekniske parametre. For

andre bløte leirer bør man også ha oversikt over de andre parametrene.

Før det kan besluttes hva slags stabilisering som skal utføres i et gitt tilfelle, er det nødvendig å definere hvilke krav som skal stilles til jordmaterialets forskjellige geotekniske egenskaper. Dette kan være egenskaper som:

- styrke
- stivhet
- plastisitet
- bestandighet
- drenerende effekt.

Leiras kjemiske egenskaper etter stabilisering er det også viktig å ha oversikt over. Problemer kan oppstå som følge av at stabiliseringsmidlet

- løser seg opp
- forandrer volum
- er betongaggressivt
- er korrosivt
- forurenser grunnvannet.

Dette er kjedelige problemer som man må ta hensyn til på et tidlig stadium i beslutningsprosessen.

KJEMISK BEHANDLING AV LEIRA

Det er flere prinsipielt forskjellige måter å behandle en leire kjemisk på; ved erstatning av leira, innblanding i leira eller ved diffusjon inn i leira (5, 6). Disse forskjellige måtene krever i noen tilfeller forskjellige kjemikalier.

	Erstatning (Injeksjon)	Innblanding	Diffusjon
Sementbasert (slurry)	x	x	
Silikatbasert (væske)	x		
Andre uorganiske systemer (væske - slurry - pulver)	x	x	x
Organiske systemer (væske)	x		

Injeksjon

En av måtene går ut på å erstatte porevannet i leira enten ved å bytte det ut med kjemikalier eller ved å presse kjemikalier inn i sprekker slik at leira omkring konsolideres og vannet presses ut.

Denne metoden kalles injeksjon og benytter væske eller slurry som stabiliseringsmiddel. Metoden er mest brukt i permeable avsetninger som sand, men av og til også på leire. Leira er i slike tilfelle fast og oppsprukken, og hensikten er å gjøre den tettere med hensyn til vanngjennomgang. I spesielle tilfelle kan metoden også brukes på bløtere leirer og da med hensikt å oppnå hydraulisk splitting for å konsolidere leira omkring.

Injeksjonsmidlene har svært forskjellig heft til de omkringliggende jordmasser. De organiske injeksjonsmidlene har som regel liten eller ingen evne til å trenge inn i leire, hverken under trykk eller ved diffusjon, fig. 1 (6).

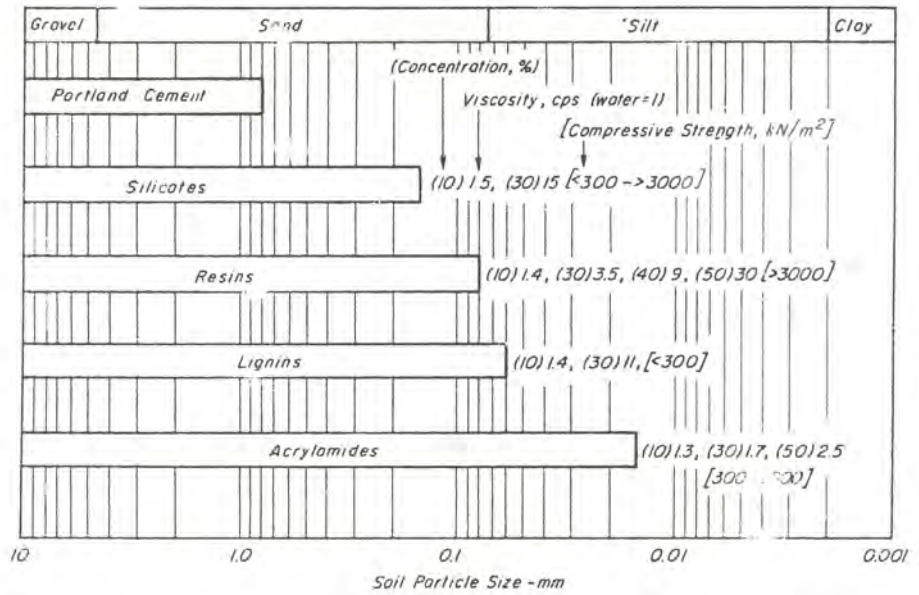


Fig. 1. Jordpartikkelstørrelser for forskjellige typer injeksjonsmidler samt deres stabiliserende egenskaper. Etter Mitchell et al. (6)

Imidlertid kan de inneholde varierende mengde uorganiske salter som kan ha brukbar diffusjonshastighet og som der-

ved kan gi en overgangssone av leire med økt fasthet eller redusert fasthet. De sementbaserte, kalkbaserte og silikatbaserte midlene reagerer bare med de nærmeste centimetrene, og lager på den måten et tynt skall av reltivt fast jord. For de andre midlene har den kjemiske effekten på de omkringliggende jordmasser som regel liten betydning.

I de senere årene er jet-grouting lansert. Denne metoden går ut på mer eller mindre å spyle vekk jordarten under høyt trykk for så å plassere en sementslurry på stedet. Angivelig skal metoden også fungere i leire, men sementslurryen vil neppe oppnå tilsiktet fasthet hvis den blandes altfor godt med leira. Ingen av de beskrevne metodene er til nå brukt i Norge.

STABILISERING VED INNBLANDING AV KJEMIKALIER

Den andre metoden går ut på en ren mekanisk blanding av leire og kjemikalier. Innblandingen kan skje direkte i bakken eller endog ved at leire tas opp for innblanding av kjemikalier for så å bli lagt tilbake på plass.

Den mest vanlige metoden er in situ stabilisering i leire eller silt med sement eller brent kalk. Begge metodene brukes blant annet i Japan, mens bare den siste har vært i bruk i Norden. Blandingen kan skje enten i overflaten (overflatestabilisering) eller i dybden (dypstabilisering) slik som den svenske kalkpelemetoden. Metoden går ut på først å homogenisere leira og rive i stykker mest mulig av de naturlige kontaktbindingene som holder leirmineralene sammen. Deretter blir sementslurryen eller pulveret av brent kalk sprøytet inn i leira under høyt trykk ved omrøring. Både sementen og den brente kalken reagerer svært basisk med leira, samtidig som varme utvikles. Dette fører til at sementeringsmaterialet og dårlig krystalliserte bestanddeler løses opp. Etter hvert vil både pH og temperatur synke slik at nye sementerende mineraler blir utfelt. Således kan resultatet bli en svært hard stabilisert leire.

I Japan brukes sementslurry i stedet for kalk med svært høye fastheter som resultat. Kun en gang har sement vært brukt i Norden og her som pulver. Imidlertid gjorde entreprenørfirmaet en del feil slik at sementstabilisering ufortjent har fått dårlig ry.

For kalkpelemetoden som er den mest utbredte kjemiske leirstabiliseringsform i Norge, må man ta hensyn til en rekke faktorer for å oppnå et best mulig resultat.

- Laboratorieforsøk sier lite om hvilke fastheter som kan forventes in situ, med mindre man har solid erfaring både fra lab og felt.
- Man må kjenne det tekniske utstyrets begrensninger. Utstyret som brukes i dag, er mangelfullt, blant annet er jevnheten av innblandingen dårlig sammenliknet med laboratorieforsøk. Det er generelt en klar sammenheng mellom leiras uforstyrrede fasthet, omrørte fasthet og innblandet mengde kalk for vellykkede stabiliseringer. Den mengde kalk som skal til for å oppnå optimal feltstabilisering, stemmer imidlertid nesten aldri med den man har funnet i laboratoriet, og må således til en viss grad antas på grunnlag av erfaring.
- Temperaturen som oppnås inne i pelen, har stor innflytelse på kvaliteten av pelen. Stabilisert leire med høy fasthet oppnås ved høy temperatur, mens lav temperatur kan forsinke prosessen så mye at gravearbeider må utsettes i månedsvis. Høy temperatur er det lettest å oppnå om man setter pelene tett sammen.
- Den mest effektive kalken er godt brent og har en stor spesifikk overflate (svært finkornet).

De kjemiske prosessene ved en kalkstabilisering er nært beslektet med det som foregår ved herding av sement. Først skjer en hydratisering av den brente kalken under varmeutvikling. Denne prosessen fører til høy pH slik at lettløselige partikler kan gå i oppløsning for senere å bli felt ut i form av nye mineraler. Denne prosessen vet man skjer over lang tid siden alle forsøk som er utført viser at fastheten til kalkstabilisert leire øker i flere år etter innblandingen, fig. 2 (7).

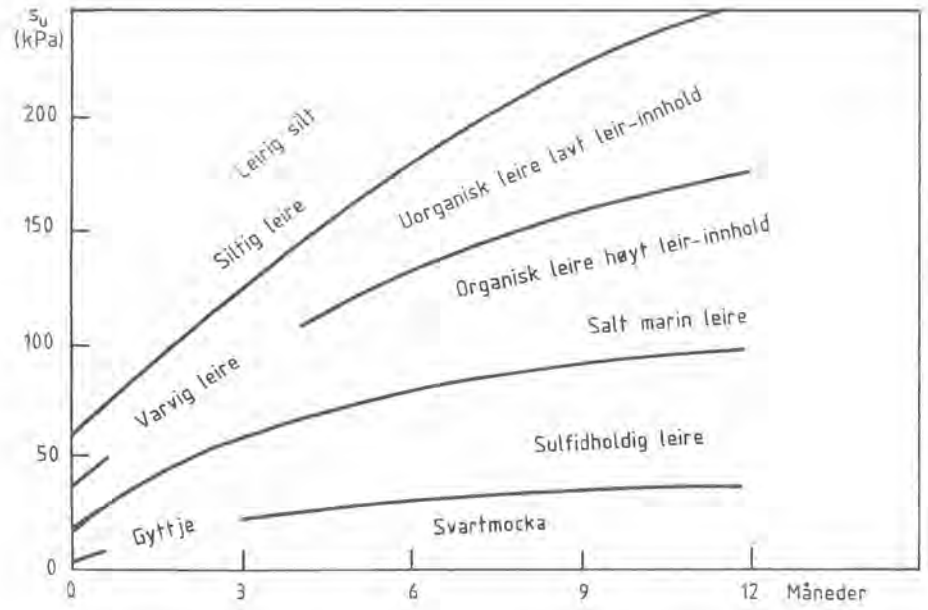


Fig. 2. Omtrentlig skjærfasthet for en rekke leirtyper som funksjon av tiden. Sammenstilling av lab- og feltforsøk, fritt etter K. Paus (7).

Hvis jordarten som skal stabiliseres ikke har nok leirmineraler kan sement, bentonitt, flyveaske eller silikastøv tilsettes som pozzolan og derved gi meget høye fastheter. Hvis jordarten inneholder for mye organisk materiale eller har for høyt vanninnhold, vil virkningen av kalkstabiliseringen være svært dårlig. Beste utvei til forbedring er tilsetting av dihydratgips ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) som det i løpet av de siste årene er blitt eksperimentert en del med (8). Dette har gitt peler hvor brukbar fasthet er oppnådd mye raskere enn for brent kalk alene, fig. 3. Langtidseffekten er derimot ikke så gunstig, etter ½ til 1½ år er fastheten for de to systemene lik hverandre. Med tiden vil derfor brent kalk alene gi den høyeste fastheten, fig. 4 (9). På grunn av gipstilsetningen dannes det blant annet nåleformet etringitt. Man regner at disse nålene er såpass innfiltret i hverandre at fastheten derved øker.

Alle systemer med sement eller brent kalk har en svært begrenset virkning utenfor det jordvolum hvor innblanding foretas, samt dårlig heft til uforstyrret leire. Selv om

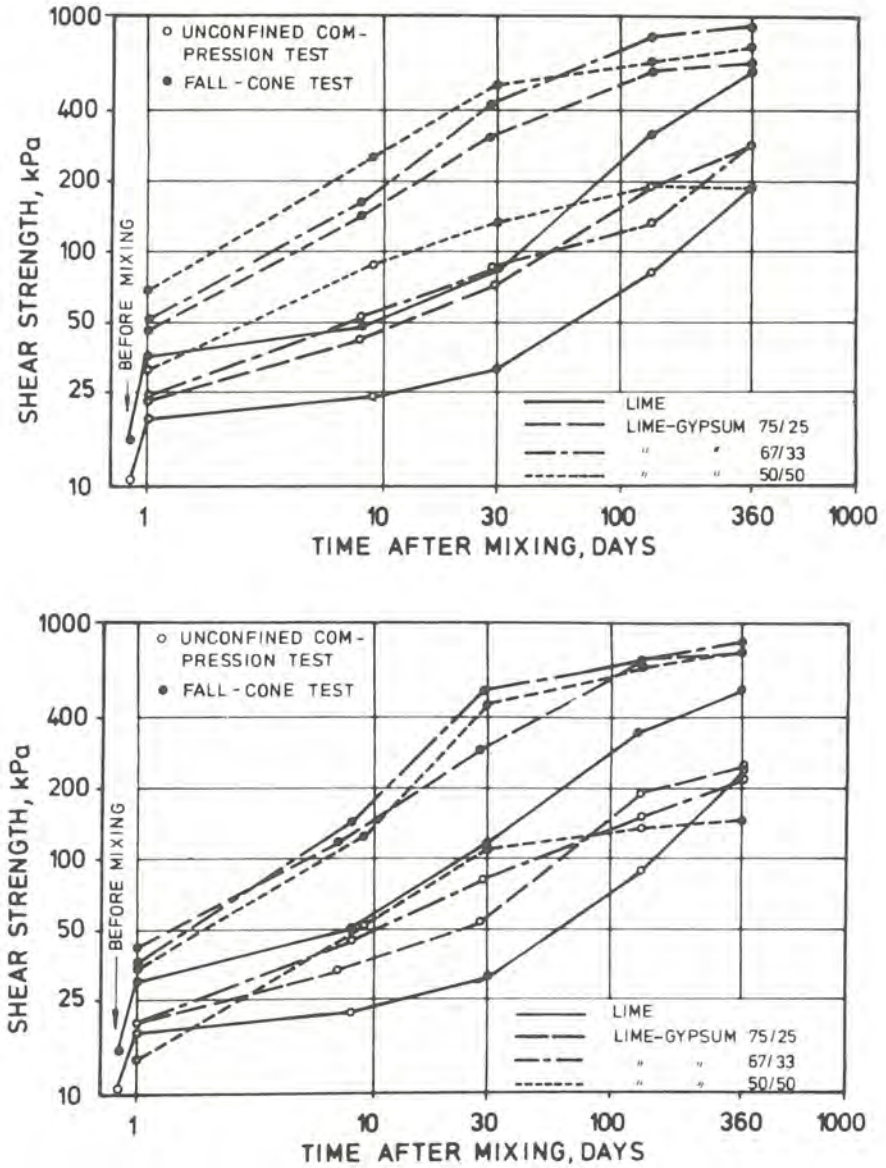


Fig. 3. Skjærfasthet i kalk og kalk-gips stabilisert varvig siltig leire fra Vagnhärad (Sverige), målt med BAT-sonden in situ.
Øverst 1,8 - 3,8 m, nederst 3,8 - 7 m.
Etter G. Holm et al. (9).

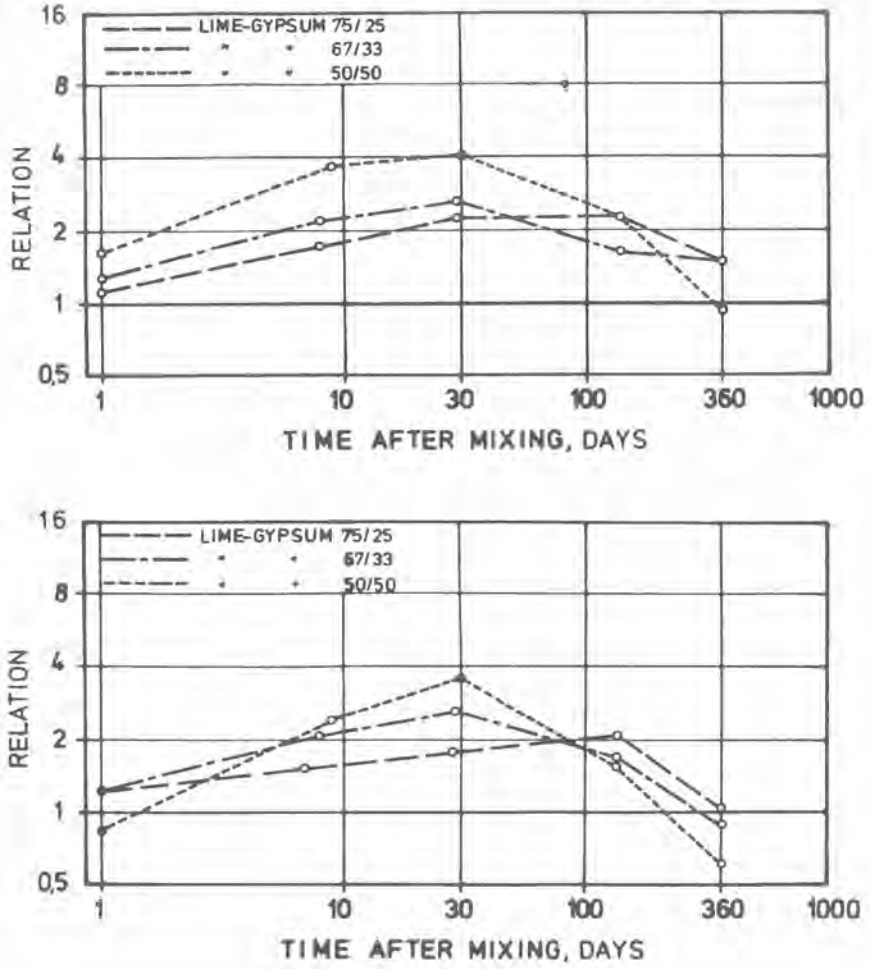


Fig. 4. Relasjon mellom skjærfasthet i kalk-gips og kalk stabilisert siltig varvig leire fra Vagnhärad (Sverige), målt med BAT-sonden in situ.
Øverst 1,8 . 3,8 m, nederst 3,8 - 7 m.
Etter G. Holm et al. (9).

den oppnådde fastheten i leira like utenfor pelen er bra, dreier det seg bare om et skall med få centimeters tykkelse, fig. 5. Dette skyldes at den stabiliserte leira gir lave diffusjonshastigheter for kjemikalier etter at nye

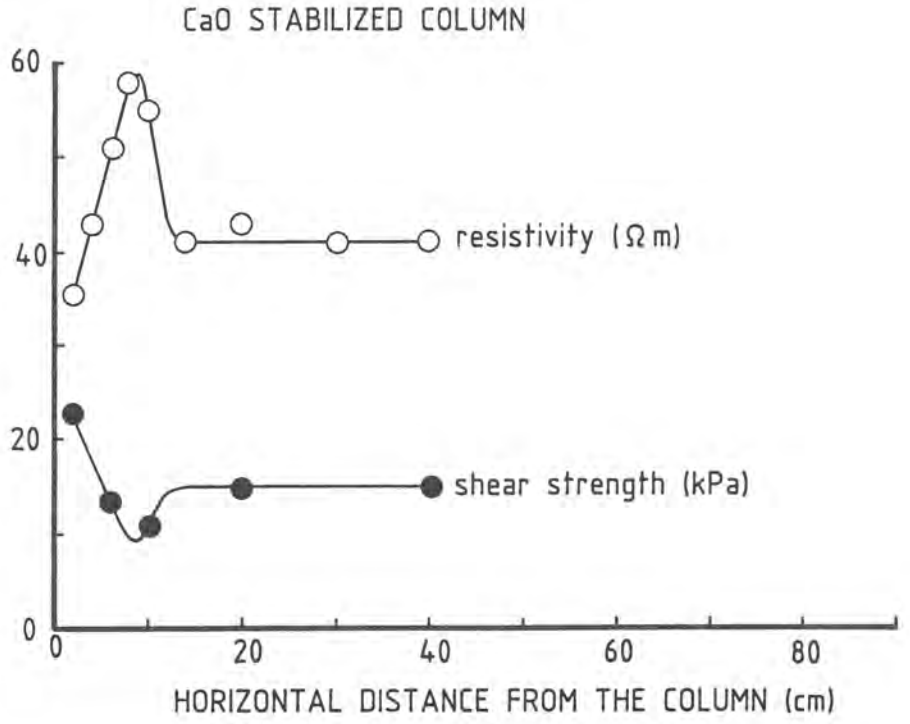


Fig. 5. Innflytelse fra en kalkstabilisert pel på den omkringliggende leira (siltig leire fra Emmerstad). Skjærfasthet (konus) som funksjon av avstanden fra peloverflaten. Etter O. Bryhn et al. (11).

mineraler er utfelt. Imidlertid finnes det vanligvis en del inhomogeniteter og løse partier i pelen, ikke minst i senter av pelen, slik at vann kan drenere mot overflaten og pelen vil derved fungere som dren.

Det har i årenes løp blitt utført mange forsøk med innblanding av kjemikalier i jord. Nesten alle er utført i laboratoriet, og de fleste har vist bare liten stabiliserende effekt. Generelt kan man si at sterkt positivt ladde ioner har vist seg bedre egnet enn de fleste andre kjemikalier som har vært prøvd (10).

Bare en av disse er blitt utprøvd i felt, en spesiell aluminiumhydroksyklorid med formel $Al(OH)_{2,5}Cl_{0,5}$. I motsetning til brent kalk som løser opp naturlige bestanddeler for så å lage nye mineraler, vil OH-Al, som den kort

kalles, først ionebytte på leirmineralene for så etterpå å danne en gel som innkapsler alle jordas bestanddeler. Heften til leirmineralene er derfor den best tenkelige. Ionebytting og geldannelse medfører at OH-Al kan brukes til å stabilisere nesten alt som kan opprettholde en pH på mellom 5 og 9, utover denne pH vil gelen lett kunne gå i løsning.

NGI har brukt dette stabiliseringsmidlet i en rekke forsøk på Instituttets forsøksfelt på Emmerstad i Vestby. Resultater fra disse forsøkene er oppsummert i en artikkel til VIII ECSMFE 1983 i Helsinki (11). De innledende laboratorieforsøk viste meget lovende resultater med høy fasthet etter kort tid (1 døgn). Likeledes viste forsøkene at virkningen på den omkringliggende leira var god med både høyere fasthet og nedsatt sensitivitet et stykke ut fra den stabiliserte leira, fig. 6. Feltstabiliseringene ble gjennomført med den svenske maskinen for kalkstabilisering, men som så mange ganger ellers viste det seg at pelen fikk en lavere fasthet enn forutsatt. Små prøver tatt ut av den feltstabiliserte pelen viste riktignok relativt brukbare resultater, mens tester på hele peler viste lave fastheter. Imidlertid viste også kalkpeler fra samme området samme tendens. Forklaringen på den lave fastheten ligger åpenbart i blandingsutstyret, da lommer av ikke-blandede kjemikalier ble funnet i alle forsøk. Heften til uforstyrret leire var hos dette stabiliseringsmidlet bedre enn for de fleste andre kjemikalier.

I likhet med kalkstabilisering kan det også for OH-Al-stabilisering brukes en rekke tilsetningsstoffer som modifiserer egenskapene. Av de viktigste er tilsetningen av kalksteinsmel ($CaCO_3$) som sørger for at pH blir den riktige for geldannelse. Også andre midler som karboxymethylcelliulose eller kaliumsulfat har vist seg anvendbare sammen med OH-Al.

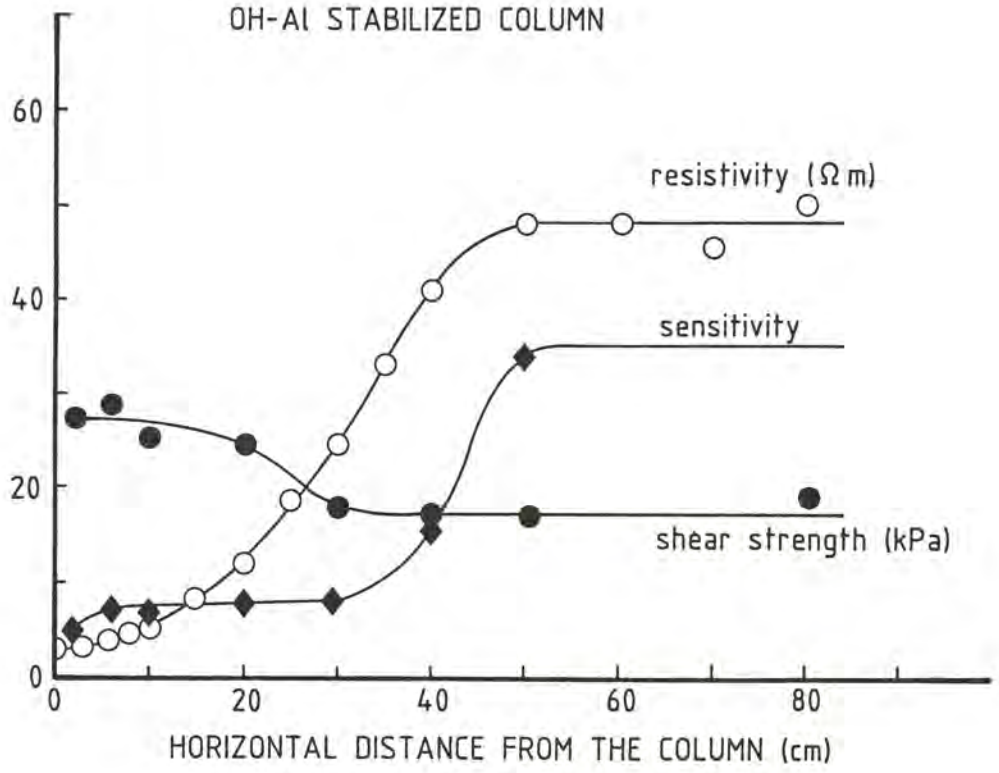


Fig. 6. Innflytelse fra en OH-Al-stabilisert pel på den omkringliggende leira (siltig leire fra Emmerstad). Skjærfasthet (konus) som funksjon av avstanden fra peloverflaten.
Etter O. Bryhn et al. (11).

STABILISERING VED DIFFUSJON AV KJEMIKALIER

Som en tredje metode kan man få kjemikalier til å diffundere inn i uforstyrret jord enten ved egen hjelp eller ved å bruke elektrokjemisk injeksjon. Prinsippet for denne metoden er basert på diffusjon av ioner eller små ladde molekyler. Denne metoden er lite brukt både i Norge og i verden forøvrig, men kan være spesielt godt egnet i bløte illittiske utvaskede marine leirer.

Den stabiliserende effekten i form av økt skjærfasthet er relativt liten, men sensitiviteten blir betydelig redusert. Disse effektene skyldes blant annet en ren salteffekt hvor

porevannets saltinnhold bidrar til å minke de frastøtende og øke de tiltrekkende kreftene mellom leirmineralene. I en uforstyrret leire med intakte sementerende mineraler vil ikke alltid skjærfastheten øke med mindre de aktive bestanddelene i stabiliseringsmidlet er svært spesielle. Det mest aktuelle ion i denne sammenheng er kalium. Det har vist seg at kaliumioner gjerne vil bytte ut kalsiumioner, som på sin side gjerne slår seg ned som sementerende mineraler. Dermed blir strukturen fastere, samtidig som salteffekten reduserer sensitiviteten. Forsøk har vist at det er svært lave konsentrasjoner av kalium som skal til for å forbedre leiras egenskaper. Allerede ved så lave porevannskonsentrasjoner som 500 ppm er sensitiviteten redusert betraktelig (11). Vanlig koksalt NaCl har ikke denne ionebyttingseffekten, mens et ladd molekyl som for eksempel anilin ($C_6H_5NH_3^+$) eller ionet cesium virker på samme måte som kalium (4).

Saltstabilisering i felt kan utføres ved at man borer hull med vanlig grunnundersøkelsesutstyr og fyller disse med salt. Saltet kan plasseres enten i fast, flytende eller slurryform. Nødvendig antall saltbrønner kan bli svært stort om man har knapt med tid før arbeider skal startes. Diffusjonskonstanten for K^+ er rundt $3 \cdot 10^{-6}$ cm^2/sek, det vil si at leira er påvirket til en avstand fra saltbrønnen på ca. 50 cm etter et år (stabilisert pel 1 m i diameter)(11). Eggestad oppgir imidlertid denne radien til å være 80 cm (2). Med god tid (noen år) til disposisjon vil den innbyrdes avstand mellom brønnene økes og derved antallet kunne reduseres endel.

En raskere måte å få gjennomført saltstabilisering på er å bruke elektrokjemisk injeksjon. De positive anodene blir da plassert sammen med saltet (gjerne KCl) i brønnene, og etter en stund vil både ionene som har diffundert inn i leira ved anoden, og vannet som er blitt trukket ut av leira ved katoden, ha bidratt til å øke fastheten endel og redusere sensitiviteten betraktelig. Virkningen av saltet blir i dette tilfelle akkurat den samme som for fri diffusjon.

Denne spesielle form for elektrokjemisk injeksjon er lite brukt, muligens på grunn av det store strømbehovet som metoden krever.

KOMBINERTE STABILISERINGSMETODER

Det er særlig stabilisering enten ved innmiksing eller ved diffusjon som har vært aktuelt for norske leirer. Hver for seg er metodene prøvd og funnet brukbare under visse gitte forutsetninger. Lite er imidlertid blitt gjort for å undersøke effekten av å kombinere innmiksing og diffusjon.

En del forsøk ved NGI har vist at blanding av brent kalk og kaliumklorid ikke ga den ønskede effekt. For at kalium skal kunne diffundere langt nok, ble konsentrasjonen av KCl så høy at dannelsen av de sementerende mineralene ble hindret. Stabiliseringssystemet med aluminiumhydroksyd derimot ga positive resultater, ikke minst i laboratoriet. På Emmerstad er det utført forsøk med OH-Al + KCl (5 : 4) og OH-Al + K_2SO_4 (4 : 1). Undersøkelsene ga imidlertid noe divergerende resultater, ikke minst for KCl-tilsetningen, idet det i laboratoriet ble oppnådd gode resultater, mens feltforsøkene ikke svarte til forventningene. Årsaken til dette er sannsynligvis at saltkonsentrasjonene (av KCl) lokalt ble for høy i pelene fordi leire og kjemikalier ble for dårlig rørt om. Blandingen med OH-Al og K_2SO_4 ga brukbare resultater også i feltforsøkene, og representerer et alternativ til eksisterende midler. Effekten fra diffusjon av K^+-ioner var den samme for begge kjemikalier i både lab- og feltforsøk, fig. 7).

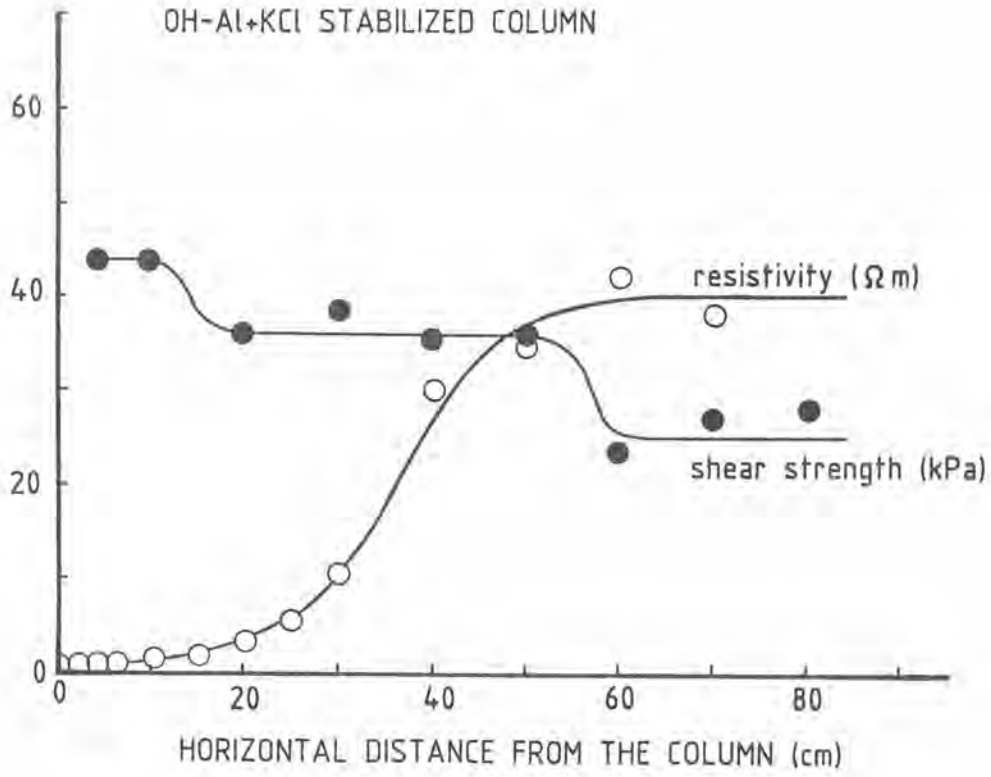


Fig. 7. Innflytelse fra en OH-AL + KCl-stabilisert pel på den omkringliggende leira (siltig leire fra Emmerstad). Skjærfasthet (konus) som funksjon av avstanden fra peloverflaten.
Etter O. Bryhn et al. (11).

STABILISERING AV LEIRE KREVER EGNET UTSTYR

Med disse forannevnte stabiliseringsmetoder kan nesten hva som helst stabiliseres kjemisk for å gi forbedrede egenskaper. Det er imidlertid ikke mangel på ideer om hvorledes noe kan stabiliseres som er det vesentligste problemet.

I svært mange tilfeller eksisterer det ikke noe egnet teknisk utstyr for å utføre den ønskede stabiliseringen. Enten virker ikke utstyret som det skal med de aktuelle kjemikaliene eller i den aktuelle jordarten, eller så kan utstyret være utleid eller rett og slett ikke være opp-

funnet ennå. Dette betyr at mange aktuelle stabiliserings-metoder kan bli svært dyre.

Dyrt kan det også bli om de mest ideelle kjemikaliene skal brukes, i mange tilfelle er kjemikaliekostnadene høyere enn arbeidskostnadene. Dette skyldes ikke minst at det må settes kvalitetskrav til kjemikaliene, både med hensyn til partikkelstørrelse og renhet. Partikkelstørrelsen må være definert for å forutsi reaksjonshastigheter, og renheten må være akseptabel på grunn av krav til arbeidsmiljø og forurensninger. Grovt sett kan det settes opp følgende kostnadsrekkefølge for de omtalte kjemikalier levert Oslo:

Sement < CaO, $CaSO_4$, KCl < K_2SO_4 << OH-Al.

Foruten disse finnes en rekke andre kjemikalier som også kan være egnet, men som på grunn av pris og kvalitet ikke vil bli brukt.

En annen meget viktig faktor i vurderigen av omkostninger er forbruket av kjemikalier. Selv om prisen pr. kg kan være lav vil et stort forbruk føre til betydelige utgifter likevel. I motsatt fall kan lavt forbruk av dyre kjemikalier gi akseptable omkostninger.

Etter hvert som flere og flere marginale området blir tatt i bruk til samfunnsamessige formål, stiger behovet for å vite mer om hvilke stabiliseringsalternativer som er egnet. I Norge i dag er det kalkpelemetoden som er enerådende. Selv om antall meter kalkpel som lages i Norge er beskjedent, vil metoden stadig være aktuell så lenge det tekniske utstyret er tilgjengelig. Annet teknisk utstyr for stabiliseringsformål er allerede konstruert, men ennå ikke prøvd på norske leirer. Særlig Tyskland og Japan har utstyr som vi etterhvert bør tilegne oss kunnskaper om, selv om ikke japanske kalkpelemaskiner som lager 8 peler med opptil 3 m i diameter og lengde på 70 m på en gang, er særlig aktuelle å transportere halve jorda rundt for å utprøves i Norge.

DISKUSJON

Med de relativt få stabiliseringsmetodene vi har erfaring med i Norden kan det være hensiktsmessig å sammenlikne egenskapene slik vist i fig. 8.

Chemical	Highest effect obtained in lab shear str (UCT after 7 days)		Limitation		
			Soil		Other aspects
	inside the column	outside the column	Best effect	Poor effect	
CaO (lime)	500 kPa	none	'dry' clayey silt	wet, organic or salt clay	none?
$CaO + CaSO_4$ (lime + gypsum)	500 kPa	none?	'dry' clayey silt	very wet organic or salt clay	aggressive to concrete
CaO + flyash, silicadust, cement, bentonite	>200 kPa	none	silt or sand	wet, organic or salt clay	none?
CaO + KCl	very low	50 kPa	quick clay	?	
KCl (salt)	50 kPa	50 kPa	quick clay	? soil with montmorillonite	
OH-Al	500 kPa	40 kPa	clay with calcite	salt or clay without calcite	price
OH-Al + $CaCO_3$	500 kPa	40 kPa		salt clay	"
OH-Al + KCl	100 kPa	50 kPa		?	"
OH-Al + K_2SO_4	500 kPa	50 kPa	all?	none?	aggressive to concrete

Fig. 8. Oversikt over stabiliseringsmidler i bruk og forsøkt brukt i Norden samt deres hovedegenskaper.

Blant stabiliseringmidler hvor vi har liten erfaring, men hvor man med enkle midler kan gjøre fremskritt i kommersialiseringsprosessen, er kaliumklorid i saltbrønner og sement eller OH-Al i stedet for brent kalk i kalkpelemetoden. Det kjemiske grunnlaget for at disse skal kunne gi gode resultater er til stede.

LITTERATUR

1. Rosenqvist, I.Th. (1983)
Pers. medd.

2. Eggestad, Å. og H. Sem (1976)
Stability of excavations improved by salt diffusion from deep wells.
European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6. Wien 1976. Proceedings, b. 1.1, s. 211-216.

3. Broms, B.B. og P. Boman (1979)
Lime columns - a new foundation method.
American Society of Civil Engineers. Proceedings, b. 105, nr. GT 4, s. 539-556.

4. Rosenqvist, I.Th. (1968)
Mechanical properties of soils from a mineralogical-physical-chemical viewpoint.
Universitetet i Oslo. Institutt for geologi. Contribution, 93. 64s.

5. Eggestad, Å. (1983)
Improvement of cohesive soils; state-of-the-art report.
European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8. Helsinki 1983. Proceedings, b. 3, s. 1-17.

6. Mitchell, J.K. og R.K.Katti (1981)
Soil improvement; state-of-the-art report (Preliminary).
International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10. Stockholm 1981. General reports, State-of-the-art reports, Lectures, s. 261-317.

7. BPA Byggproduktion AB, Stockholm (1979)
Kalkpelarmetoden; tilhörande handlingar till Statens planverk typgodkännande nr. 157/79 okt. 79. 12s.

8. Kujala, K. (1983)
The use of gypsum in deep stabilization.
European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8. Helsinki 1983. Proceedings, b. 2, s. 925-928.

9. Holm, G., R. Tränk og A. Ekström (1983)
Improving lime column strength with gypsum.
European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8. Helsinki 1983. Proceedings, b. 2, s. 903-908.

10. Løken, T. (1970)
Recent research at the Norwegian Geotechnical Institute concerning the influence of chemical additions on quick clay.
Geologiska föreningen i Stockholm. Förhandlingar, b. 92, pt. 2, s. 133-147.
Også publ. i: Norges Geotekniske Institutt. Publikasjon, 87.

11. Bryhn, O., T. Løken og G. Aas (1983)
Stabilization of sensitive clays with hydroxyaluminium compared with unslakened lime.
European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8. Helsinki 1983. Proceedings, b. 2, s. 885-896.

BEREGNINGSPRINSIPPER FOR KJEMISK STABILISERT JORD

Design priciples for stabilization of soil with lime columns

Sivilingeniør Gunnar Aas, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

Kjemisk dypstabilisering av jord (kalkpelmetoden) benyttes både for å redusere eller fremskynde setninger av fyllinger og lett begyggelse og som stabiliserende tiltak ved mindre utgravings- og opptyllingsarbeider eller i skredfarlig terreng. I det etterfølgende er redegjort for styrkeegenskapene av slik kalkstabilisert leire. Videre er det gitt retningslinjer med hensyn til hvordan kalkpel-prosjekter bør utføres for at effekten av pelene skal bli best mulig. Det er endelig vist hvordan man beregningsmessig tar hensyn til pelene i setnings- og stabilitetanalyser.

SUMMARY

The lime column method can be used to reduce or speed up the settlements for relatively light structures and to improve the stability of slopes, embankments, trenches and deep excavations. This paper provides some information about the strength and deformation properties of lime columns. General principles are

discussed as to what is the most appropiate arrangement of the lime columns to obtain maximum effect of the method. Finally, it is shown how this effect can be taken into consideration in settlement and stability analysis.

INNLEDNING

Kjemisk dypstabilisering av leire, i det etterfølgende for enkelhets skyld kalt kalkpelmetoden, benyttes i praksis for å redusere setninger på fyllinger og lette bolighus samt som et stabilitetsforbedrende middel, f.eks. i forbindelse med utlegging av fyllinger eller ved mindre utgravingsarbeider som grøfter og kummer. Kalkpeler kan også inngå som et permanent sikringstiltak når det gjelder stabilisering av skredfarlig leirterreng.

Det er viktig å være klar over at kjemisk stabilisert jord fortsatt er en jord, med hva det innebærer med hensyn til inhomogen karakter og begrenset styrke og stivhet. På grunn av at erfaringene med denne metode er svært begrenset, er det generelt langt vanskeligere å anslå realistiske jordparametre for en kalkpel enn for det opprinnelige leirmaterialet. Dette gjelder ikke minst fordi selve innblandingsprosessen av kjemikalier i marken synes å kunne gi svært variable resultater med hensyn til hvor jevnt stoffet fordeles i leiren. Derved vil gjennomsnittlig styrke av en pel kunne bli vesentlig lavere enn hva man registrerer for prøver med kontrollert omhyggelig innblanding av samme prosentvise mengde kjemikalier i laboratoriet.

Den rådende usikkerhet vedrørende de geotekniske egenskaper av kjemisk, stabilisert leire må søkes oppveiet ved at man arbeider med tilsvarende høy sikkerhetsfaktor, eller ved at man ved valg av anvendelsesområde eller utforming av et prosjekt, prøver å sikre seg at konsekvensene ved en viss feilvurdering av materialegenskapene er

overkommelige.

I det etterfølgende vil det bli forsøkt redegjort for de beregningsprinsipper som bør legges til grunn ved dimensjonering av kalkpelprosjekter. Herunder er også sagt litt om erfaringstall når det gjelder tallverdier av de aktuelle styrkeparametere som inngår i beregningene.

KALKPELER BRUKT SOM SETNINGSREDUSERENDE TILTAK

Setningenes størrelse

Et aktuelt anvendelsesområde for kalkpeler kan være som setningsreduserende tiltak for f.eks. en vegfylling på bløt leire (fig. 1). I dette tilfellet overføres størstedelen av fyllingslasten først til leiren mellom pelene, som imidlertid trykkes sammen (konsoliderer) og overfører last ved påhengskrefter på øvre parti av kalkpelene. Pelelasten må så igjen overføres til den naturlige grunn ved spissmotstand og positiv friksjon på nederste parti av pelene.

Kalkpelene fungerer således som en vertikalarmering gjennom et bløtt leirlag. Den setningsreduserende effekt av pelene i et slik lag er avhengig av i hvilken grad pelene er istand til å dra på seg tilleggslasten fra fyllingen. Dette er et spørsmål om hvor stivt pelematerialet er i forhold til den naturlige leire, om hvilken innbyrdes avstand det er mellom pelene og naturligis om hvorvidt spissmotstand og positiv friksjon kan mobiliseres uten for store deformasjoner.

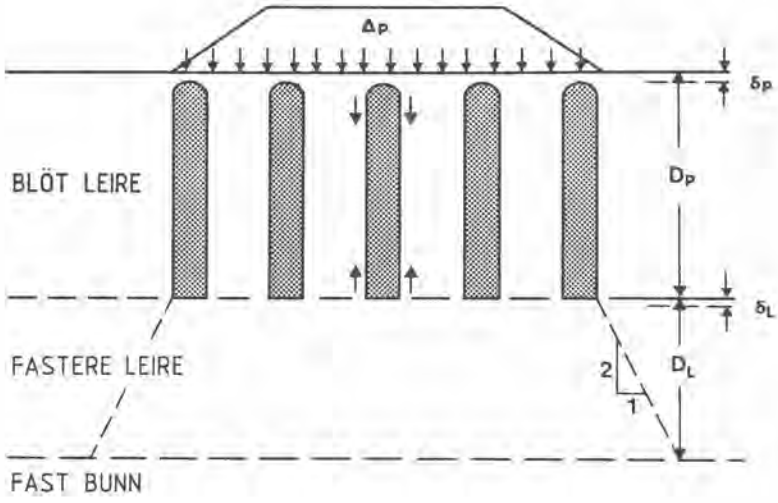


Fig. 1. Kalkpeler brukt for armering av et kompressibelt leirlag for å redusere setninger av fylling.

I et tilfelle som vist på fig. 1, vil kalkpelene føre til en viss lastkonsentrasjon i pelespissens nivå i forhold til et tilfelle uten kalkpeler. Dette medfører at hvis man har kompressible masser også under pelene, vil litt av den setningsreduksjon man oppnår ned til stabilisert dybde, D_p, oppveies av en viss setningsøkning i det underliggende dybdeintervall, D_L.

Ved en vurdering av samvirket mellom leire og kalkpeler baserer man seg gjerne på følgende sterkt forenklede antagelser:

1. Sammentrykning (setning) i pel = sammentrykning i leire

2. Leiren og pelematerialet har konstante "ekvivalente" moduler innenfor det aktuelle speningsområde.

Dermed får man følgende uttrykk for den relative sammentrykning av leirlaget som pelene går gjennom:

$$\varepsilon = \frac{\delta_p}{D_p} = \frac{\Delta p_L}{M_L(1-\mu_A)} = \frac{\Delta p_p}{M_p \cdot \mu_A} \qquad \ldots\ 1)$$

Her er:

δ_p = setning i leirlag med tykkelse D_p
Δp_L = andel av fyllingslast (Δ_p) i leire
Δp_p = andel av fyllingslast (Δ_p) i peler
M_L = ekvivalent modul i leire
M_p = ekvivalent modul i peler
$\mu_A = \frac{\text{Areal av kalkpel}}{(\text{senteravstand})^2}$

Av ligning 1) får man:

$$\delta_p = \frac{\Delta p \cdot D_p}{M_L(1-\mu_A) + M_p \cdot \mu_A} \qquad \ldots\ 2)$$

Her kan M_L (for det aktuelle spenningsområdet) bestemmes ved ødometerforsøk. Modulen for kjemisk stabilisert leire vil være beheftet med en relativt høy grad av usikkerhet, men kan for en bløt leire ligge innen området 5000-15000 kPa, avhengig av utgangsskjærstyrke og alder av pel. ($M_p \approx 50\text{-}100 \times S_u$ pel).

Hvis man som eksempel antar Δp = 40 kPa, D_p = 6 m, M_L = 600 kPa, M_p = 10 000 kPa og μ_A = 0,2 (ϕ50 cm peler med senteravstand 1,0 m) får man:

$$\delta_p = \frac{40 \cdot 6000}{600 \cdot 0{,}8 + 10000 \cdot 0{,}2} = 97 \text{ mm}$$

Uten peler ville setningen i dette laget tilnærmet ha blitt:

$$\delta = \frac{40 \cdot 6000}{600} = 400 \text{ mm}$$

Setningsbidraget fra leirlaget under pelespissens nivå kan beregnes ut fra antagelsen om en tilleggsspenning lik Δp i dette nivå og med antatt normal lastspredning (1:2) videre nedover i leiren.

Det må naturligivs kontrolleres at kalkpelene kan oppta den del av totallasten som forutsettes i ligning 1. Spenningsøkningen i pelen er:

$$\Delta p_p = \frac{\Delta p}{\mu_A + \frac{M_L}{Mp}(1-\mu_A)} \qquad \ldots. 3)$$

Dette tilsvarer en påført last pr. pel:

$$Q_p = \Delta P_p \cdot Ap = \frac{\Delta p}{\mu_A + \frac{M_L}{M_p}(1-\mu_A)} \cdot \frac{\pi D^2}{4} \qquad \ldots. 4)$$

Denne last, multiplisert med en passende sikkerhetsfaktor ($F \approx 1{,}5$) må ikke overstige hverken selve pelematerialets lastkapasitet eller summen av sidefriksjon og spissmotstand (under det lag som skal stabiliseres) beregnet på grunnlag av den opprinnelige leires udrenerte skjærstyrke.

Hvis man igjen tar for seg tallverdiene i eksempelet foran blir:

$$Q_p = \frac{40}{0{,}2 + \frac{600}{10000} \cdot 0{,}8} \cdot \frac{\pi}{16} = 32 \text{ kN}$$

Det kan i denne forbindelse nevnes at man i Sverige og Finland synes å sette grensen for tillatt last på en ϕ50 cm kalkpel til 30-40kN.

Hvis lasten i pelene når opp til en verdi, Q_p som bevirker flytning i pelematerialet, må setningsbidraget fra det stabiliserte lag beregnes som for et rent leirlag, men med den forskjell at fyllingsvekten reduseres tilsvarende summen av flytelasten i pelene. Ved beregning av setningene i det underliggende leirlag antas pelelastene avlevert som en jevnt fordelt tilleggsbelastning i pelespissenes nivå.

Setningenes tidsforløp

Erfaringer fra prøvefyllinger i Sverige og Finland viser at kalkpelene får langt høyere permeabilitet enn den opprinnelige leire, og at de dermed fungerer som vertikaldren. En sammenligning med f.eks. Geodren og sanddren viser at kalkpelene er vesentlig mer effektive og erstatter 2-3 Geodren eller 3 stk. ϕ15 cm sanddren.

Ved beregning av setningenes tidsforløp f.eks. under en fylling, kan man således forutsette at drenasjen av leirlaget skjer i horisontal retning inn mot kalkpelene. Man har da følgende utrykk for konsolideringsgraden i leiren:

$$U = 1 - e^{\frac{[-8 \cdot c_{vh} \cdot t]}{\mu \cdot D^2}} \qquad \ldots. 5)$$

$$\text{der } \mu = \frac{(D/d)^2}{(D/d)^2 - 1} \cdot \ln (D/d) - \frac{3}{4} + \frac{1}{4(D/d)^2} \qquad \ldots. 6)$$

Her er:

- U = konsolideringsgraden
- c_{vh} = konsolideringskoeffisient ved horisontal drenasje
- t = konsolideringstid
- d = diameter av kalkpel (=0,5 m)
- D = effektiv drensavstand = 1,05 x senteravstand

Det skal her bemerkes at c_{vh} i noe lagdelt leire ofte vil være 2-3 ganger så stor som den c_v-verdi man bestemmer ved vertikal drenasje i et ødometerforsøk.

Hvis man går tilbake til eksempelet foran og forutsetter $c_{vh} = 2\ m^2/år$, har man:

$$\mu = \frac{4.41}{3.41} \cdot 0,74 - 0,75 + \frac{1}{17,64} = 0,264$$

$$U = 1 - e^{-55 \cdot t}$$

Dette vil si:

t = 1 uke = 0,02 år : U = 0,65
t = 1 mnd. = 0,083 år : U = 0,99

Ved beregning av tidsforløpet av setningene i leirlaget under pelene kan drensveien regnes opp til pelespissens nivå.

KALKPELER BRUKT SOM STABILISERENDE TILTAK

Fyllinger og naturlig terreng

Særlig når kalkpeler benyttes for å forbedre stabiliteten av et jordprofil med den hensikt å redusere faren for utglidning, er det spesielt viktig at man har klart for seg både hva slags beskaffenhet det kjemisk stabiliserte leirmateriale har og hvilken virkemåte pelene har i det aktuelle stabilitetsproblem.

En kalkstabilisert leire kan best sammenlignes med en tørrskorpeleire eller en forbelastet leire. Erfaring har vist at kalkpeler ofte har horisontale sprekker, sannsynligvis som følge av svinn. Følgene av dette er at pelene har svært begrenset strekk- og momentkapasitet, videre at selve skjærkapasiteten av en enkeltstående pel kan være tvilsom i forskjellige snitt nedover langs pelen.

Konsekvensene av dette må være at når kalkpeler brukes for stabiliseringsformål, må prosjektets utforming være slik at pelene for det første påkjennes på trykk og/eller skjær, men ikke bøyning, og for det annet at et stort antall peler mobiliserer sin kapasitet samtidig. Generelt innebærer derfor en løsning med enkeltstående vertikale peler en dårlig utnyttelse av kalkpelenes stabiliserende effekt (Fig. 2a), kanskje bortsett fra i det tilfellet hvor oppgaven kun går ut på å forhindre glidning langs et bestemt lag av svært

begrenset tykkelse (Fig. 2b). I dette siste tilfellet bør man kunne regne med en gjennomsnittlig skjærstyrke for den plane glideflate lik: $s_{um} = s_{uL}(1-\mu a) + s_{upel} \cdot \mu a$, der s_{uL} og s_{upel} er udrenert skjærstyrke i leire og pelemateriale, og $\mu_a = \frac{\text{peletverrsnitt}}{(\text{senteravstand})^2}$

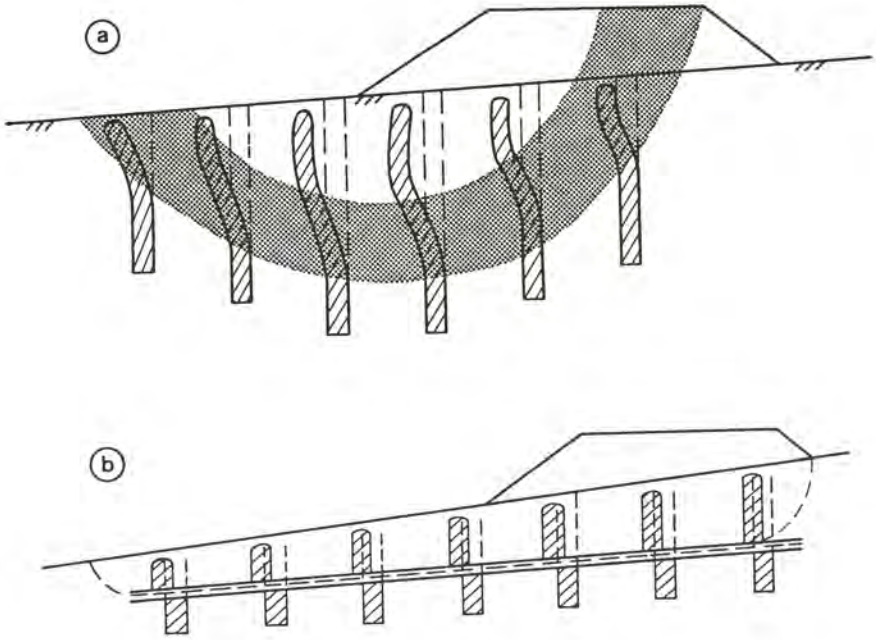


Fig. 2. Ved stor mektighet av bløt leire vil enkeltstående vertikale stabiliseringspeler hovedsakelig utsettes for bøyning og bli lite effektive (a). Bare hvis leirlaget er meget tynt vil pelene bli utsatt for den tilsiktede skjærpåkjenning (b).

Stort sett bør man ved et aktuelt prosjekt forsøke å anvende kalkpelene enten i funksjon som aksialbelastede avlastningspeler eller sammenstilt i skiver eller vegger som er orientert langs potensiell glideretning, og som har en betydelig skjærkapasitet.

Den første løsning er vist i prinsipp på fig. 3, hvor man har tenkt seg installert et antall skråttstilte kalkpeler i aktivsonen under en vegfylling. Under forutsetning av at pelene har tilstrekkelig bæreevne under den potensielle glideflate til å kunne mobilisere pelematerialets flytekapasitet, Q_p, vil effekten av stabiliseringspelene være en reduksjon i drivende moment lik $\sum Q_p \cdot r_p$, der r_p er pelens momentarm med hensyn til glidesirkelens sentrum.

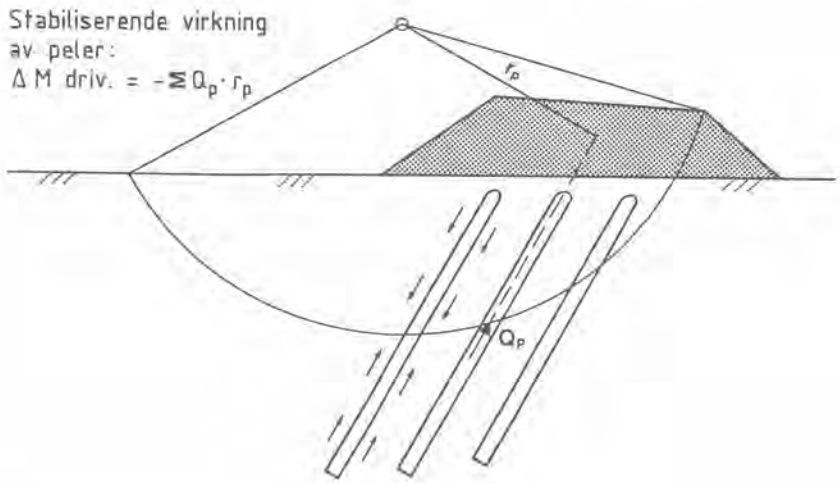


Fig. 3. Kalkpeler benyttet som skråttstilte aksialbelastede avlastningspeler.

Fig. 4 viser i prinsipp den andre måten å bruke kalkpeler til stabilisering på, nemlig satt sammen til tilnærmet massive veggskiver med stor samlet skjærkapasitet. På denne måten kan man redusere den fysisk mulige lengde, L av en utglidning betydelig, og dermed øke beregningsmessig sikkerhet. Det må kontrolleres at man ikke regner med

større mobiliserte sidekrefter langs bruddlegemets to endeflater (2 · S) enn hva én veggskive kan ta som samlet horisontal skjærskraft. Samlet skjærkapasitet kan i dette tilfellet regnes lik summen av enkeltpelenes skjærkapasitet.

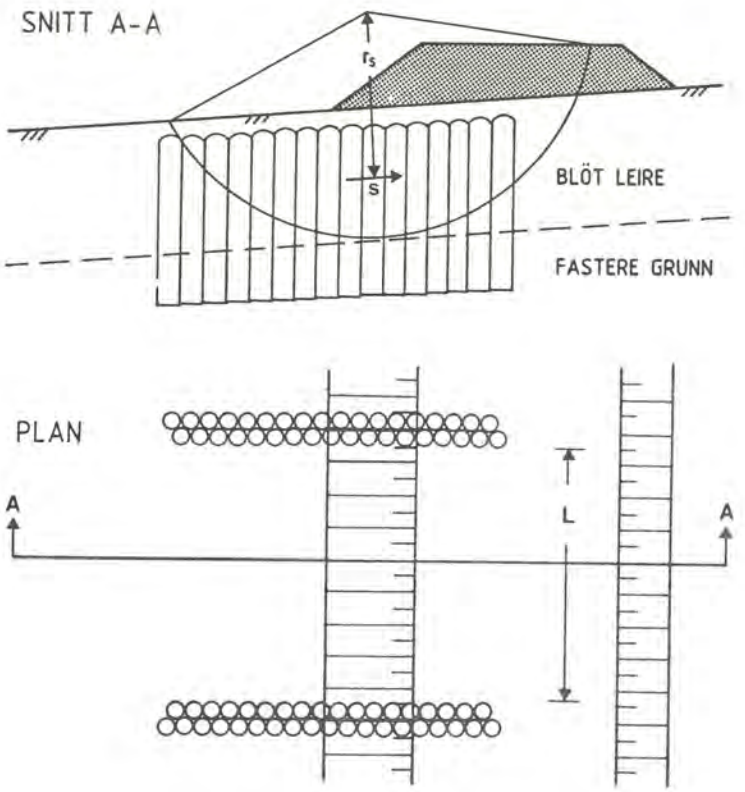


Fig. 4. Kalkpeler anordnet i massive skiver med stor skjærkapasitet.

I forhold til et tilfelle av plan spenningstilstand (uendelig lang vegfylling) vil veggskivene på fig. 4 bidra til følgende reduksjon av det drivende moment:

$$\Delta M_{driv} = \frac{-2S \cdot r_s}{L}$$

Ved beregning av S kan man basere seg på den opprinnelige leires udrenerte skjærstyrke.

Utgravinger

Ved grøfter og kanskje spesielt ved utgravinger for kummer kan det ofte være ønskelig å grave med vertikale vegger. Som et alternativ til spunt kan man her velge en løsning med kalkpeler. Det er imidlertid da viktig å være klar over at en vegg av kalkpeler ikke kan ta et bøyningsmoment slik som tilfellet er med en spuntvegg. Man må derfor like bak graveveggen ha et stort antall kalkpeler plassert tett sammen slik at de tilsammen utgjør en massiv konstruksjon som kan oppta jordtrykk- (inklusive vanntrykk-) belastningen. Som vist på fig. 5 må en slik forstøtningskonstruksjon kontrolleres for velting om punkt A, idet det forutsettes en horisontal sprekk i nivå med sjaktbunnen, og for skjærbrudd.

En løsning med kalkpeler istedet for spuntvegg kan være spesielt aktuell hvis gravedybden overskrider kritisk gravedybde med hensyn til fare for bunnoppressing, og dybden til fast grunn samtidig er stor. I et slikt tilfelle kan stabilisering av massene under utgravingens bunn med kalkpeler ofte være den mest hensiktsmessige løsning på stabilitetsproblemet.

Ved en løsning som vist på fig. 5 vil sikkerheten mot bunnoppressing kunne beregnes av formelen:

$$F = \frac{s_u}{\gamma \cdot H} \left[N_c + \frac{2h}{B} \cdot \frac{s_p}{s_u} \right] \qquad \ldots\ldots 7)$$

Her er

s_u = midlere skjærstyrke i leire i et dybdeintervall fra 0 til 2/3B under spiss av kalkpeler

s_p = skjærstyrke i kontaktflaten mellom tilstøtende kalkpeler

γ = romvekt av bortgravd jord

N_c = stabilitetstall avhengig av D/B =(H + h)/B og lengde-bredde forhold (kfr. f.eks. NGI, publ. 16)

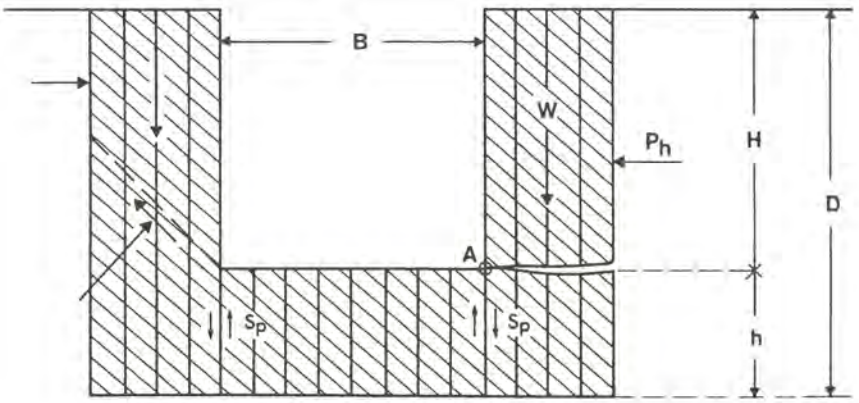


Fig. 5. Sjakt med vertikale vegger avstivet med kalkpeler.

De øvrige symboler fremgår av fig. 5.

Med hensyn til størrelsen av s_p burde denne kanskje antas som middelverdien av den opprinnelige og stabiliserte leires skjærstyrke.

Formel 7) er basert på den forutsetning at kalkpeler er etablert tett i tett under hele utgravingens bunn. I virkeligheten vil det også ved utgravinger være mest hensiktsmessig å konsentrere pelene i veggskiver tvers over grøften eller kummen. Hvis man forutsetter at fig. 5 forestiller en grøft der den frie avstand mellom veggskivene er L, får man følgende uttrykk for beregning av sikkerhet mot bunnoppressing:

$$F = \frac{s_u}{\gamma \cdot H} \left[N_c + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \frac{2h}{B} \right] \qquad \ldots\ 8)$$

Det forutsettes her bunnoppressing i et felt mellom to nabovegger slik at N_c tas ut for et dybde-breddeforhold lik $(H + h)/B$ og et bredde-lengdeforhold lik B/L.

Alternativt bør en undersøke sikkerheten mot bunnoppressing i 2 eller flere felter samtidig. Man kan da regne med at det er mobilisert et trykk mot undersiden av peleveggene lik $N_{cp} \cdot s_u/F$, der N_{cp} tas ut for et dybde-breddeforhold lik h/t og et bredde-lengdeforhold lik t/B. Her er t effektiv tykkelse av veggen.

Eksempler på praktiske anvendelser av kalkpeler i Norge

Fig. 6 og 7 viser to norske eksempler på utgravinger stabilisert med kalkpeler. Det første tilfellet gjelder en ca. 5

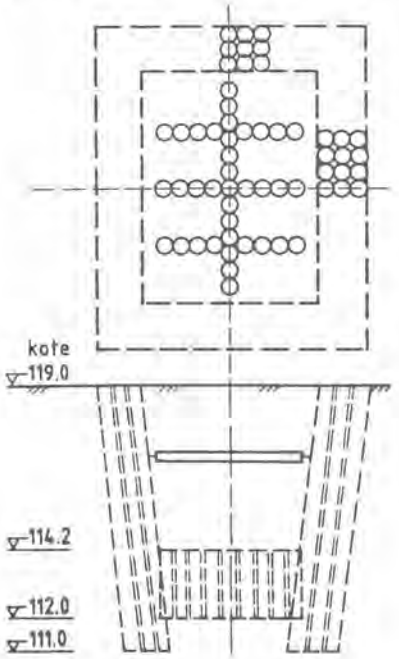


Fig. 6. Utgraving for pumpekum i Ski.
(Ing. Chr. F. Grøner A/S)

m dyp pumpekum i kvikkleire hvor pelenes funksjon både er å støtte opp veggene og å forhindre bunnoppressing under gravearbeidet. Det kan nevnes at leirens skjærstyrke like under bunn utgraving her var ca. 10 kPa.

Fig. 7 viser en 4 m dyp sjakt i kvikkleire med udrenert skjærstyrke 15-20 kPa. Her ble det gravd med stabile skråninger, mens kalkpeler ble benyttet for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet mot bunnoppressing. Som man ser, er kalkpelene i begge disse tilfellene anordnet som veggskiver under utgravingens bunn.

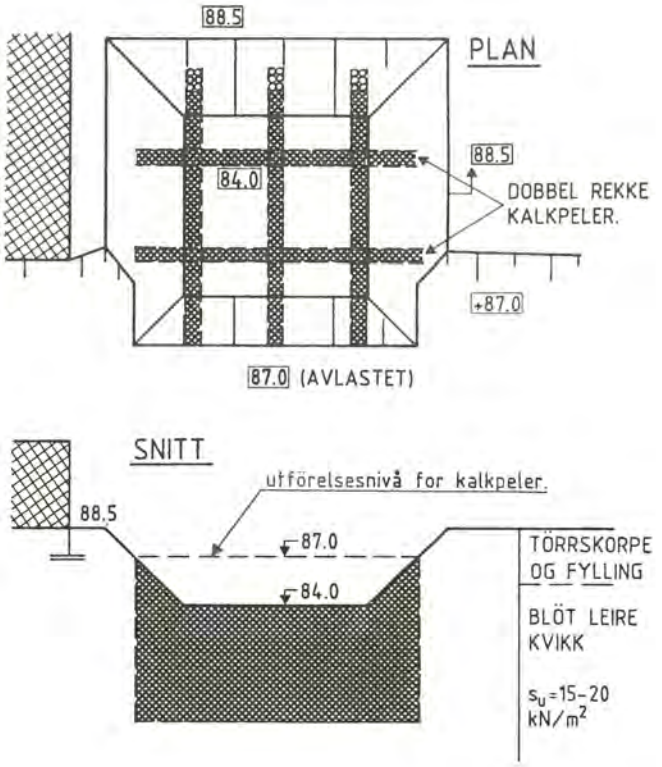


Fig. 7. Utgraving av byggegrop i Oslo.
(Norsk Teknisk Byggekontroll A/S)

Høsten 1980 ble NGI engasjert i forbindelse med en utglidning i et boligfelt i Fredrikstad, hvor man foretok en stabilisering og reetablering av et område ved hjelp av kalkpeler. Raset førte til at 5 rekkehusleiligheter ble stående å vippe på raskanten etter at deler av gulv og grunnmur var forsvunnet i rasgropen.

Husene ble raskt understøttet på stålpeler til fjell som lå i 6-8 m dybde. For å hindre ytterligere utglidninger og videre få reetablert tomten utenfor husene, var det imidlertid nødvendig å få stabilisert de omrørte kvikkleiremassene

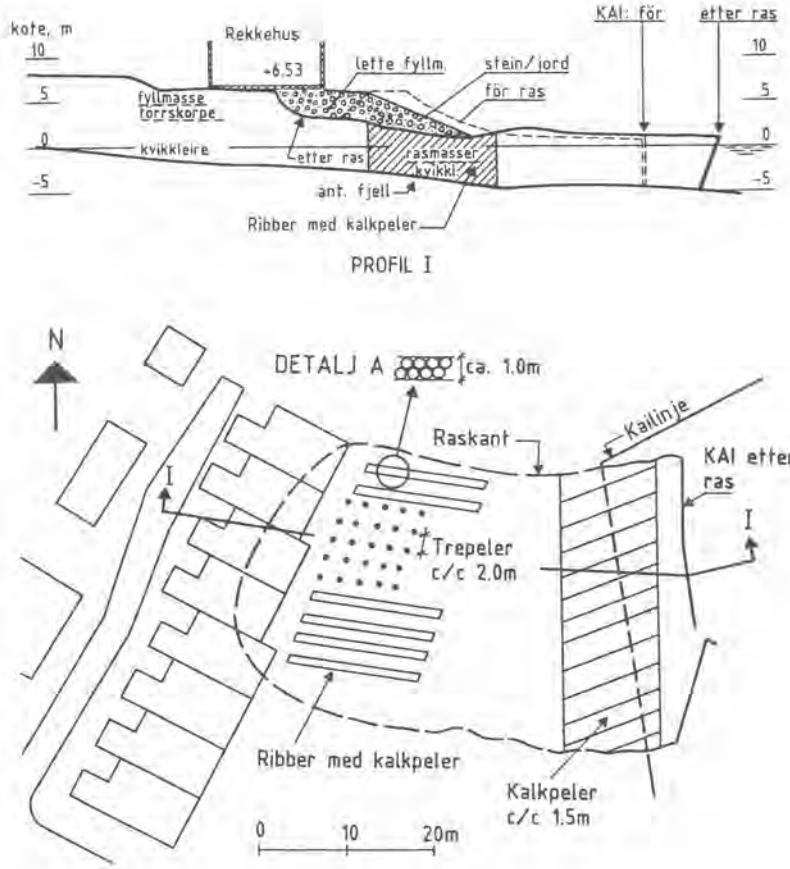


Fig. 8. Rasgrop i Fredrikstad.
(Norges Geotekniske institutt)

i bunnen av skredgropen. Dette ble gjort som vist på fig. 8 ved en kombinasjon av lette fyllmasser nærmest husene og en tyngre fylling båret av kalkpeler utenfor.

Som man ser av situasjonsplanen, ble pelene ordnet i et ribbemønster. Hver ribbe som er 14 m lang og går helt ned til fjell, består av 2 rader med kalkpeler satt tett inntil hverandre. Senteravstanden mellom ribbene er ca. 3 m. Midt i rasgropa måtte man forøvrig erstatte noen av ribbene med kalkpeler med trepeler, fordi det var for mye stein i rasmassene for riggen.

Skjærstyrke av kjemisk stabilisert leire

Den viten man har om skjærstyrke av kjemisk stabilisert jord skriver seg først og fremst fra forsøk på prøver hvor innblandingen har skjedd i laboratoriet. Svenske erfaringer som viser hvordan skjærstyrken av kalkstabilisert leire avhenger av den opprinnnelige leires vanninnhold og tiden etter innblanding, er gitt på fig. 9.

I samme diagram er inntegnet noen verdier av målt skjærstyrke på stabiliserte norske leirer. Disse data som skriver seg fra de 3 forannevnte prosjekter, samt fra et forskningsprosjekt som NGI utfører på Emmerstad i Vestby, omfatter:

i) laboratoriestabiliserte prøver
ii) prøver tatt fra peler og testet i laboratoriet
iii) in-situ forsøk på peler i full målestokk

Selv om det er stor spredning i resultatene synes man å kunne se følgende hovedtrekk i diagrammet på fig. 9.:

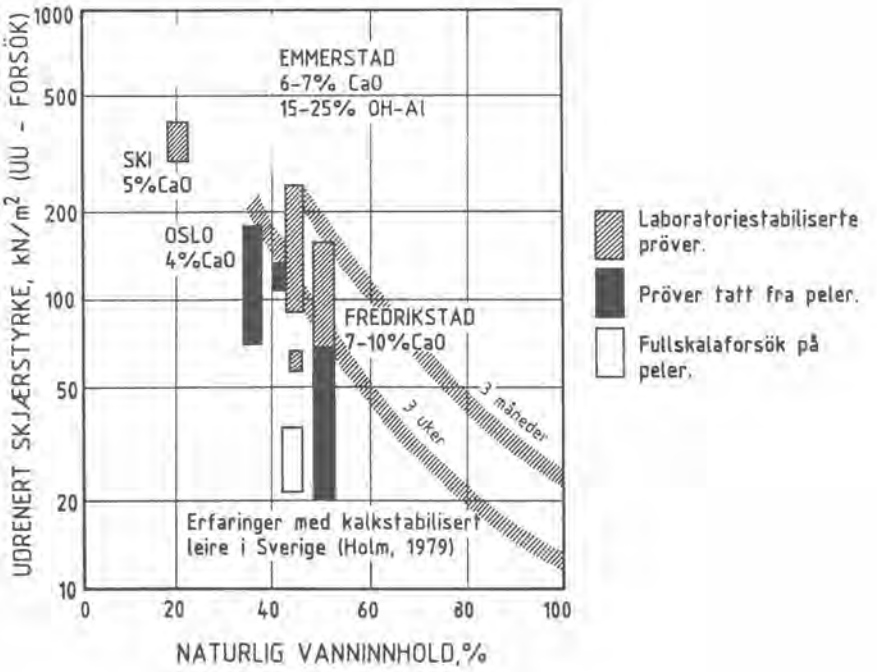


fig. 9. Målt skjærstyrke av kalk-stabilisert leire. (Forsøkene på Emmerstad omfattet også stabilisering med aluminium-hydroksyd)

i) Laboratoriestabiliserte prøver indikerer en skjærstyrke i forhold til leirens vanninnhold omtrent som man skulle forvente ut fra de svenske erfaringer.

ii) Skjærstyrken av prøver tatt fra aktuelle peler er vesentlig lavere, kanskje i gjennomsnitt under halvparten av skjærstyrken for den tilsvarende laboratoriefremstilte prøven.

iii) Enkle trykkforsøk på ca. 1 m lange biter av frigravde peler på Emmerstad har gitt s_u-verdier som bare utgjør 10-20% av hva man skulle ha forventet fra de svenske

forsøk. Det hersker ingen tvil om at årsaken til de lave verdier i dette tilfelle er ujevn og ufullstendig innblanding av tilsatte kjemikalier. Da det ble benyttet ordinær utrustning og prosedyre ved utførelsen av pelene, er det imidlertid ikke lett å innse at ikke det samme skulle kunne gjenta seg ved andre prosjekter.

Konklusjonen må bli at det må utvises stor forsiktighet ved antagelse av karakteristisk skjærstyrke av kalkpeler. Hvis man ikke har påvist en høyere skjærstyrke på prøver tatt fra installerte peler, bør man i et gitt tilfelle neppe kalkulere med en høyere midlere skjærstyrkeverdi enn gitt av tabellen nedenfor.

w, %	s_{upl}, kPa
20	200
30	100
40	50
50	30

Når kalkpeler benyttes som setningsreduserende tiltak, kan man ut fra skjærstyrkeverdiene i tabellen bestemme omtrentlig "flyte"-last av uttrykket:

$$Q_F \approx \pi/16 \cdot [2\, s_{upel} + 15 \cdot z] \approx 0{,}4\, s_{upel} + 3 \cdot z \ (kN)$$

der z er dybde i m ned til det snitt hvor kalkpelene har dratt på seg full last, og 15·z er jordens hviletrykk i denne dybde.

Man ser at for de mest vanlige norske leirer med vanninnhold mellom 30 og 40% (og forutsatt at z er lik 1-2 m), vil kalkpelenes beregningsmessige flytelast bli av størrelse 25-45 kN. Som nevnt foran, opererer man i Sverige og Finland med en tillatt last pr. pel på 30-40 kN.

SLUTTBEMERKNING

Kjemisk dypstabilisering kan ofte representere en hensiktsmessig løsning av et setnings- eller stabilitetsproblem i bløt leire. Ved bruk av denne metode bør man ha følgende forhold klart for seg:

1. Fasthetsegenskapene hos en kalkpel er på ingen måte identiske med hva man kan måle på prøver hvor kalken blandes inn i laboratoriet. Årsaken til at fastheten kan være f.eks. 50% lavere i pelene, må trolig først og fremst tilskrives ujevn innblanding av kalk. I et gitt tilfelle må man ved dimensjoneringen basere seg på enten forsøk på prøver fra installerte peler eller på forsiktige erfaringsverdier.

2. Kalkpeler har praktisk talt ingen strekk- eller bøyestyrke. Når denne metode anvendes som stabiliserende tiltak må derfor pelene anordnes enten som skråttstilte aksialbelastede peler, eller sammensatt til massive veggskiver med stor skjærkapasitet. I forbindelse med utgravinger kan det også være aktuelt å oppta jordtrykksbelastningen ved hjelp av en massiv blokk av kalkpeler, som da også må kontrolleres for velting.

3. Kalkpeler har høy permeabilitet og kan således fungere som dren f.eks. under en fylling. Dette innebærer at kjemisk dypstabilisering ikke bare kan benyttes til å begrense setningenes størrelse, men også til å fremskynde setningene betraktelig, f.eks. i forbindelse med temporær forbelastning.

LITTERATUR

1. Broms, B., Boman, P. Stabilization of Soil with Lime Columns. Design Handbook. Second edition. Linden-Alimak, Skellefteå, Sverige, 1978.

2. Holm, G., Lime Column Stabilization - Experiences concerning strength and deformation properties. Journal Väg - och Vattenbyggaren 1979. No. 7-8, pp. 45-48.

EKSEMPLER PÅ STABILISERING AV VANSKELIGE BYGGEGROPER

Sivilingeniør Kjell Karlsrud

Manus ikke mottatt.

DYNAMISK DYPKOMPRIMERING AV SPRENGSTEINSFYLLING PÅ MONGSTADRAFFINERIET

Dynamic consolidation of rockfill at an oil refinery site

Sivilingeniør Ola Bjølgerud og Atle K. Haug
NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A/S

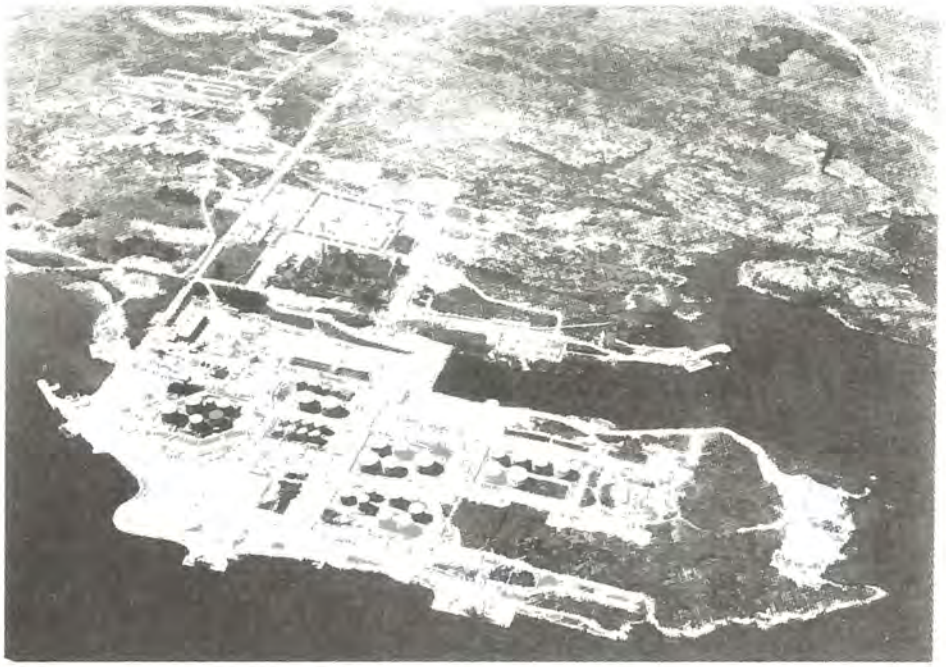


Fig. 1

SAMMENDRAG

For en utvidelse av raffineriet på Mongstad er de fleste installasjoner så som bygninger og raffineriutstyr fundamentert direkte på såler i steinfylling. Denne steinfylling ble tidligere utlagt som løs fylling i et dalsøkk hvor området under den første anleggsperioden ble benyttet som riggområde. Kravet til setningsdifferenser for de nye konstruksjoner som skulle plasseres i dette området var meget strenge, og beregninger

viste at deformasjonene ville bli større enn det akseptable. I stedet for å fjerne den eksisterende fylling og legge denne ut på ny lagvis og komprimere den på konvensjonell måte ble det bestemt å benytte metoden dynamisk dypkomprimering. Metoden består i korthet i å komprimere fyllingen ved å slippe et tungt lodd fra stor høyde ned på fyllingsoverflaten som derved blir komprimert rundt hvert enkelt slagpunkt. Det viste seg at metoden var konkurransedyktig til tross for at arealets størrelse på 40 x 60 m er relativt liten, dybdene som skulle komprimeres var maksimalt 6-7 m og at spesielle rigger ikke er tilgjengelige i Norge. Den kvalitetskontroll som ble utført ga følgende resultater:

- Dybdene av kraterne som ble dannet under falloddet (6 x 10 tonnmeter) ble 0.90 m i primærnettet og 0.75 m i sekundærnettet.
- Nivellering av terrengoverflaten indikerte 15 % volumreduksjon av fyllingen.
- Visuell inspeksjon og sjekk av fyllingens romvekt indikerte en høy komprimeringsgrad.
- Platebelastningsforsøk bekreftet at man hadde fått en jevn komprimering og at elastisitetsmodulen (Youngs modul) var øket fra E = 25 MPa til E = 100 MPa.
- Rystelsene fra komprimeringen er lavere enn det som bygninger kan tåle ved en avstand som er større enn 15 m.

SUMMARY

Direct foundation on vibratory compacted rockfill has been sucessfully used in Norway since 1965. This paper describes how an existing loose rockfill has been transformed to a high quality fill by dynamic compaction. The method is competitive in spite of the small dimensions 40 x 60 m of the site, depths of maximum 6-7 m and no special tamping rig available. The quality control gave the following results:

- Penetrations under the falling mass (6 x 10 tonmeter)

0.90 m and 0.75 m for the primary and secondary grid respectively.
- Levelling of terrain surface indicated a 15 % volume reduction.
- Visual inspection and density check indicated a high degree of compaction.
- Plate loading tests stated uniform compaction and Youngs modulus improved from E = 25 MPa to E = 100 MPa.
- Vibrations are lower than buildings can tolerate at a distance greater than 15 m.

This pilot project has given valuable informations for design of new constructions within the existing plant.

INTRODUKSJON

Rafinor A/S & Co's oljeraffineri ligger på Mongstadneset som vist på vedlagte fig. 1. Området som nå skal utnyttes for den nye lavblybensin-enheten ligger inntil det eksisterende prosessanlegg som vist i ramme på fotoet. NOTEBY har vært engasjert som geotekniske konsulenter for oljeraffineriet på Mongstad siden planleggingen startet i 1970. Ved siden av undersøkelser av jord, fjell og tilslagsmaterialer med tilhørnede prosjektering av grunnarbeider var vårt firma engasjert i byggeledelsen under utførelsen av byggearbeidene. Basert på førstehåndskjennskap til tidligere konstruksjonsutførelse og supplerende grunnundersøkelser ble det konkludert med at byggherren burde undersøke mulighetene til å forbedre forholdene på den aktuelle tomten ved hjelp av dynamisk dypkomprimering. Målet med en slik metode var at det skulle kunne tillates direkte fundamentering på fyllingen av alle konstruksjoner. Beliggenheten av disse var ikke kjent på forhånd. For å spare tid ble det laget en separat anbudsinnbydelse hvor tilleggsfylling, komprimering og planering ble spesifisert. Anbudene viste at dynamisk dypkomprimering var meget konkurransedyktig.

De kontrolltiltak som ble foretatt på tomten var i første

rekke å sjekke den oppnådde kvalitet og gi spesifiserte opplysninger til bruk for den totalentreprise av selve anlegget som ville komme etterpå. I tillegg ble det tilsiktet å få en form for retningslinjer for fremtidig bruk av metoden for eventuelt ytterligere utvidelser av raffineriet.

GRUNNFORHOLD

Hoveddelen av området ligger i en mindre forsenkning i fjellet som går i øst-vest retning. Denne forsenkning var opprinnelig fylt med 0-2 m torv som lå over 0-3 m fast sand og silt på fjell. Opprinnelig terrengoverflate var oversvømmet i regnværsperioder.

Under konstruksjonen av selve raffineriet ble torven fjernet og stein tippet på endetipp i ett lag på underliggende silt eller stedvis også direkte på fjell. Tykkelsen på fyllingen varierer fra en halv meter til 6 m. Et typisk snitt er vist på fig. 2.

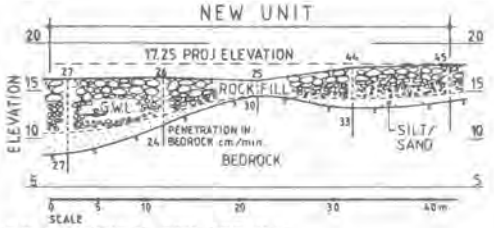


FIG 2 TYPICAL SOIL PROFILE

Supplerende grunnundersøkelser bekreftet hovedtrekkene i grunnforholdene. Det ble observert at fyllingen var løs og at de øvre lag besto av en stor del store blokker, mens bunnlaget var noe finere og med en gradering som er typisk for tunnelstein. Overgangen mellom steinfyllingen og den underliggende silt var tydelig og uten noe spesielt filter, men det ble ikke observert at steinene hadde trengt ned i den underliggende silt i noen særlig grad. Den underliggende sandige silt viste seg å være overkonsolidert og med en

tørr romvekt på nesten 2 t/m^3 og uten innhold av organiske materialer. Det ble derfor konkludert med at fjerningen av den opprinnelige torven var relativt omhyggelig utført. Grunnvannstanden lå ca. 4 m under nåværende steinfyllingsoverflate, men det ble regnet med at denne ville variere meget med årstid og nedbørsforhold.

KOMPRIMERINGSMETODER

Under diskusjoner med byggherren ble det klart at sålefundamentering med høye grunntrykk som kunne plasseres hvor som helst på den ferdige fyllingen ville gi betydelige fordeler for prosjektering og utførelse av fundamenteringsarbeidene for det senere prosessanlegg. Denne erfaring er basert på forskjellige prosjekter som er utført i Norge siden 1965 og også delvis benyttet for det eksisterende raffinerianlegg hvor setningsømfintlige konstruksjoner har blitt fundamentert direkte på steinfylling og hvor det har vært dokumentert at setningene er små og akseptable for de fleste konstruksjoner. Løsningen ble ansett å være fordelaktig for å oppnå en rasjonell produksjon sammenlignet med utgraving for pilarer eller ramming av peler til fjell og medførte også at grunnarbeidene kunne utføres før prosjekteringen av fundamentene for det endelige anlegg var ferdig. Imidlertid har alle tidligere fyllinger blitt lagt ut over grunnvannstanden i lag på 1-1.5 m tykkelse og vært komprimert med tunge vibrasjonsvalser med en vekt på 10-15 t. Ut fra tidligere erfaringer var det klart at komprimering var helt nødvendig, men å fjerne ca. 7 000 m^3 sprengstein som delvis lå under grunnvannstanden og så legge det tilbake igjen og komprimere det i lag ville både være kostbart og upraktisk. Dynamisk dypkomprimering ble derfor ansett å være et tiltrekkende alternativ.

Dynamisk dypkomprimering

Metoden har tidligere bare blitt benyttet for et par-tre andre prosjekter i Norge. I det ene tilfellet var det snakk

om komprimering av løs sand og det andre i hovedsak en fylling av tørrskorpeleire. Det var imidlertid kjent at metoden brukes relativt ofte i utlandet, men det eneste prosjekt hvor steinfylling er blitt komprimert på samme måte er utført i Sverige for Uddevalla Skipsverft. Dette var imidlertid et meget stort prosjekt hvor stort og tungt spesialutstyr ble benyttet.

Ved den begrensede størrelse på 40 x 60 m og dybder opp til omtrent 6 m som skulle komprimeres var det klart at stort spesialutstyr ikke kunne importeres uten at metoden ble for kostbar. For å tillate entreprenørene å kombinere forskjellige typer av lodd og løfteutstyr som er tilgjengelig i Norge ble bare slagenergien spesifisert i anbudsdokumentene og det ble regnet med at tillegsfyllingen som måtte utføres på toppen skulle komprimeres på tradisjonell måte med vibrasjonsvalse.

For å vurdere den nødvendige rammeenergi ble følgende formel benyttet

$$d = \sqrt{w \cdot h}$$

hvor d = nødvendig konsolideringsdybde (meter)
w = loddvekt (tonn)
h = fallhøyde (meter)

I henhold til denne formel ble det spesifisert en energi på 60 tonnmeter. Laveste anbyder, Drammen Peleservice A/S forutsatte i sitt tilbud bruk av 6 tonns jernlodd med dimensjoner B x L x H = 0.85 x 0.85 x 1.0 m og en Åkerman H14 pelerigg. Loddet ble lånt fra et smelteverk hvor det tidligere hadde blitt brukt til å knuse slagg. Tårnet på peleriggen ble plassert skrå slik som vist på fig. 3 slik at loddet kunne falle fritt.



FIG 3 TAMPING RIG

Det ble ikke foretatt noe spesielt med riggen og det ble benyttet en vanlig enkel løftewire og standard kabeltrommel og det oppsto bare mindre problemer med varmgang under arbeidet. Komprimeringen ble gjort i 2 etapper og i henhold til følgende prosedyre:

- Ramming i et primærnett på 4 x 4 m med en energi på 60 mt/slag og opptil 10-12 slag pr. slagpunkt.
- Avretting av fyllingen og ny komprimering i et sekundærnett på 2 x 2 m med samme energi, men redusert til 8-12 slag/slagpunkt.

Det gjøres oppmerksom på at det ble brukt den samme slagenergi for hele fyllingen uansett om dybdene til fast silt eller fjell var 2 m eller 6 m. Antall slag ble imidlertid redusert der hvor fyllingstykkelsen var minst. Grunnen til at dette ble gjort var at det ikke ble observert noen vesentlig forskjell i dybdene på slaghullene eller heving av terrengoverflaten mellom slagpunktene slik det kan ses på fig. 4 og 5.



FIG 4 PRIMARY GRID COMPACTION



FIG.5 SECONDARY GRID COMPACTION

Dette ble gjort for å ha en ensartet og enkel prosedyre og å unngå de praktiske problemer som ville oppstå ved å forandre på slaghøyden, fallhøyder og antall slag. De omkostningsreduksjoner som eventuelt kunne oppnås var meget små. Uønsket knusing av steinene eller blanding av silt og stein ble ikke observert. Det området som ble komprimert ble utvidet til 3 m utenfor det aktuelle området hvor konstruksjoner senere skulle reises. Totalt ble det slått ca. 9 200 slag i løpet av en periode på omtrent 4 uker, hvilket tilsvarer en produksjon på nærmere 60 slag/time. Denne framdrift må anses å være tilfredsstillende og lå

vesentlig høyere enn det som man tidligere har oppnådd i Norge.

Komprimering med vibrovalse

Som tidligere nevnt forsøkte man å holde den nødvendige slagenergi på et så lavt nivå at man kunne bruke eksisterende utstyr som var tilgjengelig i Norge. Det ble derfor lagt ut tilleggsfyllinger på toppen av den fylling som var komprimert på ovennevnte måte.

Før denne fyllingen ble lagt ut ble den ujevne overflaten som oppsto etter dypkomprimeringen planert og komprimert med en 10 tonns vibrasjonsvalse. Deretter ble et eller to lag, hvert på 1 m tykkelse, fylt og komprimert med 8 overfarter av det samme komprimeringsutstyr. Overflatetoleransen på ± 15 cm ble oppfylt uten spesielle problemer.

KONTROLL

Det ble forutsatt omhyggelig oppfølging av arbeidene under den første fase for å komme fram til en endelig prosedyre og samle erfaring for tilsvarende arbeider av samme type. Fyllingens kvalitet ble også sjekket. Følgende registreringer ble gjort:

- Nedtrenging av falloddet for forskjellig antall slag.
- Nivellering av terrengoverflaten før og etter komprimering.
- Prøvegroper for å sjekke mulig nedtrengning av steiner i den sandige silten og for å måle fyllingens romvekt.
- Målinger av vibrasjoner under komprimering i forskjellige avstander fra slagpunktet og inntilliggende bygninger.
- Platebelastningsforsøk på ukomprimert og komprimert fylling.

En sammenstilling av og kommentarer til resultatene er gitt i de følgende avsnitt.

Nedtrengningsregistreringer. Nivellering av terrengoverflaten

Under komprimering ble det målt en gjennomsnittlig nedtrengning på 0.9 m i loddpunktet for primærnettet og 0.75 m for sekundærnettet og for et totalt antall slag på 12 slag/slagpunkt. Målingene ble gjort i områder hvor det var forskjellige dybder ned til fast sand eller fjell. Både nedtrengningen pr. slag og den totale dybden av kraterne ble funnet å være relativt konstant. Man registrerte kraterdybder på mellom 0.80 m og 1.05 m for primærnettet og 0.65 m til 0.90 m for sekundærnettet. Det ble funnet at de minste nedtrengningsdybdene og den raskest avtagende nedtrengning pr. slag ble observert i de områder hvor fyllingstykkelsen var relativt liten. Gjennomsnittlig nedtrengningsdybde pr. slag er sammenstilt i fig. 6.

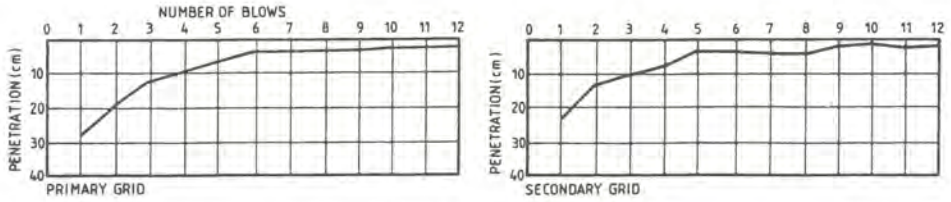


FIG.6 AVERAGE PENETRATION PR. BLOW

Det fremgår av figuren at nedtrengningsdybden var relativt stor for de første 3-5 slag og at de deretter avtok relativt raskt til bare noen få centimeter på slutten. Disse observasjoner stemmer med tidligere praksis fra komprimering av forskjellig slags løsmasser med den samme metode. Det er antatt at det under de første slag har foregått en knusing av kontaktpunktene mellom de forskjellige steiner og at en reorientering av de forskjellige steiner så har funnet sted. I den siste del av komprimeringen har denne effekten vært mindre fremtredende og det antas at det da har funnet sted en komprimering kombinert med en utpressing av overskuddsvann.

Basert på disse resultater ble det bestemt å benytte 8-10 slag/slagpunkt for de forskjellige fyllingsdybder.

Den høye energien som ble brukt selv ved små fyllingshøyder ga ikke som resultat at steinene ble knust til steinmel. Det ble heller ikke registrert noen særlig hevning av terrenget mellom slagpunktene. Det ble foretatt en systematisk nivellering av terrengoverflaten før komprimering og etter at overflaten hadde blitt avrettet og komprimert med vibrasjonsvalse. Differensen som ble registrert mellom minste og største fyllingshøyde var mellom 0.2 og 0.6 m. Det ble oppnådd en gjennomsnittlig volumminskning av fyllingen på omtrent 15 %.

Prøvegroper

For å inspisere effekten av knusing av stein og overgangen mellom fylling og sand/silt ble det gravet en del prøvegroper. I et område hvor fyllingstykkelsen var ca. 2 m ble det kun funnet minimal knusing av den mekanisk sterke anorthosit bergarten. Overgangssonen mellom fjell og underliggende sand/silt var skarp. På bakgrunn av dette ble det ansett at faren for videre penetrasjon av stein ned i den underliggende sand/silt var relativt liten for fundamenter påkjent av vibrasjoner, så lenge det var en viss differense mellom fundamentets svingninger og grunnens naturlige frekvens. Ved prøvegravingen ble det registrert at fyllingens romvekt var av størrelsesorden 2.40 t/m^3. Med en spesifikk romvekt på 2.90 t/m^3 tilsvarer den målte romvekt en meget gunstig porøsitet på omkring 20 %.

Rystelser under komprimering

Under utførelsen av den dynamiske dypkomprimering ble det målt rystelser i den tilstøtende fylling og på nærliggende bygninger. Utstyret inkluderte to sett med hastighetsmålere og ocillograf som var konstruert for å måle partikkelhastigheten og frekvensen i tre forskjellige retninger som vist på fig. 7 på neste side.



FIG.7 VELOCITY TRANSDUCER

Målinger ble gjort på 4 forskjellige steder. For to av målestasjonene på fyllingen ble det benyttet stenger med en stålplate på toppen som ble slått ned i steinfyllingen. Registreringsenheten ble plassert oppå stålplaten. Et tredje målepunkt ble festet til et gammelt betongfundament som sto nede i fyllingen og det fjerde ble boret fast i den tilstøtende administrasjonsbygning som også er fundamentert på steinfylling. Det ble gjort målinger for 14 forskjellige slagpunkter. Oppsettet gjorde det mulig å foreta ialt 306 forskjellige målinger for 30 forskjellige avstander fra målepunktene. Der det var mulig å sammenligne forskjellige målinger hvor avstanden til målepunktene var de samme ble det funnet en liten differanse mellom disse målinger, men forskjellen var aldri mer enn 20 %. Oppsettet for målingene og de gjennomsnittlige verdier fra målingene er vist på diagram på fig. 8.

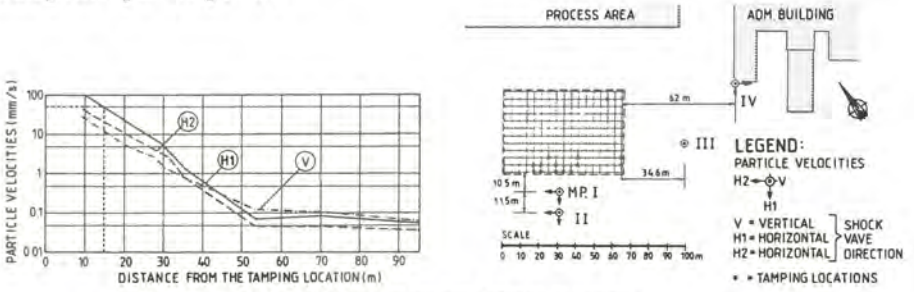


FIG. 8 LOCATIONS PLAN AND RESULTS DIAGRAM

Av diagrammet kan man se at kurvenes form er relativt lik for målinger i både de to horisontale og den vertikale retning. Fra en avstand på omtrent 53 m fra slagpunktet var influensen relativt liten. Videre fremgår av diagrammet at

partikkelhastigheten er større i horisontalretningen enn i vertikalretningen fram til en avstand på ca. 45 m. Videre fremgår at partikkelhastigheten også er størst i horisontal retning som ligger parallelt til sjokkbølgeutbredelsen. Det fremgår videre at partiklenes svingehastighet er opptil 100 mm/sek i en avstand av ca. 10.5 m fra slagpunktet, men at den avtar relativt raskt og er så lav som ca. 1 mm/sek i en avstand av ca. 45 m. I den andre horisontalretning og i vertikalretningen er svingehastigheten omlag 1/2 til 1/3 av den maksimale verdi. Ved de normale rystelsesgrenser som blir benyttet i Norge på ca. 50 mm/sek ser det ut til at man kan gå så nær som ca. 15 m av slike bygninger ved dynamisk komprimering med en energi på 60 tonnmeter uten at særlige skader oppstår. I en avstand på mellom 35 og 40 m fra slagpunktet skulle heller ikke mer rystelsesømfintlige installasjoner som datamaskiner etc. bli forstyrret i nevneverdig grad.

I hvilken utstrekning disse verdier kan brukes til å forutsi vibrasjonsnivåer for andre slagenergier og andre tykkelser av steinfylling kan diskuteres. Basert på den erfaring som er oppnådd under dette prosjektet og disse grunnforhold er det mulig at moderate variasjoner i tykkelsen på steinfyllingen ikke vil forandre vibrasjonene radikalt, men det understrekes at det må samles mer erfaring før dette kan underbygges. Med flere målinger av samme type for forskjellig slagenergier og under forskjellige grunnforhold vil det antagelig bli mulig å forutsi vibrasjonsnivået med relativt god nøyaktighet.

Platebelastningsforsøk

Det ble gjort 7 platebelastningsforsøk på tomten. To av forsøkene ble gjort på ukomprimert fylling og 5 etter at dynamisk dypkomprimering var utført. En av de siste tester ble gjort etter at bunnen av slaggropen var rettet ut, mens de andre 4 ble gjort etter at avretting og komprimering med vibrasjonsvalse var utført. På forsøksstedene varierte steinfyllingsdybden mellom 3.5 og 6 m.

Det ble benyttet et 50 cm stålplate under forsøkene. Lasten ble påført via en hydraulisk pumpe med en mobilkran eller en shovel som motvekt. Arrangementet tillot grunntrykk opp til 900 kN/m^2 under stålplaten. Deformasjonene ble målt med 2 måleur med 0.01 mm nøyaktighet. Arrangementet er vist på fig. 9.

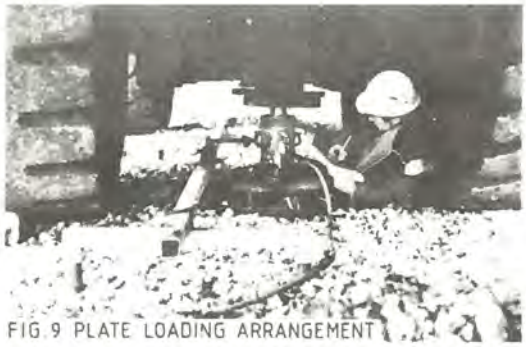


FIG.9 PLATE LOADING ARRANGEMENT

Grunntrykket under forsøkene ble øket i trinn på 100 kN/m^2 og etter at maksimalt grunntrykk var oppnådd ble platen avlastet og pålastet og deformasjonene ble målt i de samme trinn. Grunntrykket ble holdt konstant for hvert trinn inntil setningene var mindre enn 0.02 mm pr. min. hvilket inntrådte etter 3 til 5 minutter. Typiske resulater av platebelastningsforsøkene er vist på fig. 10.

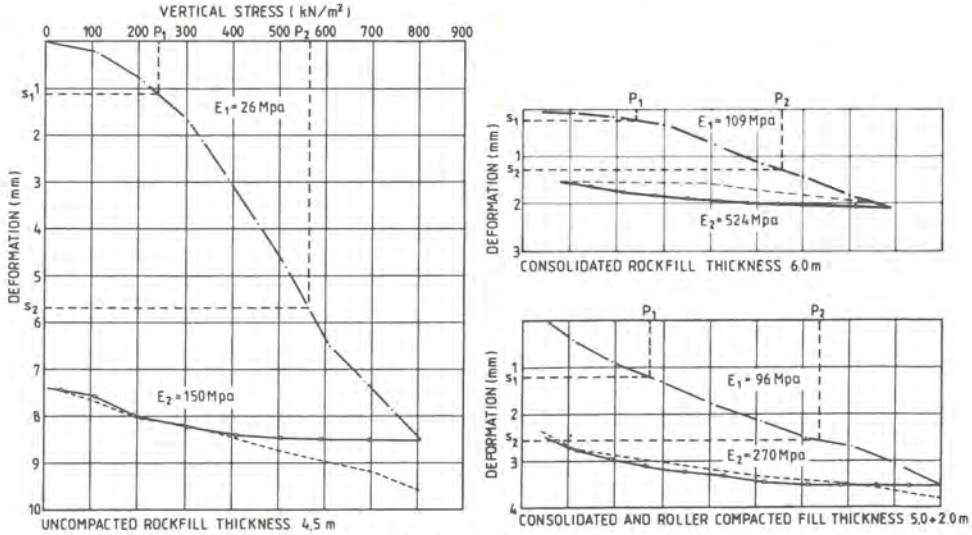


FIG.10 PLATE LOADING TEST RESULTS

Det første diagrammet viser et forsøk på ukomprimert fylling på et sted hvor tykkelsen på fyllingen var omtrent 4.5 m. Det andre forsøket ble gjort etter at 2 m stein var plassert på toppen av den dynamisk komprimerte fyllingen. Dette steinlaget ble plassert i 2 lag og komprimert med vibrovalse. Det tredje forsøket ble gjort nede i det krateret som dannet seg etter at dypkomprimeringen var utført og på et sted hvor dydene til fjell var omtrent 6 m. Tabellene viser klart effekten av den dynamiske dypkomprimering på setningene og den tilhørende elastisitetsmodul. De målte verdier ligger omtrent 4 ganger så høyt etter komprimering. Deformasjonsparametre på E = 100 MPa eller k = 250 kN/m^3 viser at man har oppnådd en høykvalitetsfylling. Resultatene stemmer godt overens med de som ble rapportert fra målinger ved Uddavallavarvet og ligger noe over de verdier som ble målt på fyllinger komprimert med vanlig vibrovalse på Mongstad i 1973.

Bæreevne og setninger

Ut fra de verdier som har blitt målt under forsøket har det blitt anbefalt en foreløpig bæreevne på sålefundamenter på fyllingen på 600 kN/m^2 for statiske laster og med en reduksjon på 50 % for fundamenter hvor det kommer dynamiske laster.

Setningsberegninger er utført for de aktuelle fundamenter som skal settes oppe på denne fyllingen og bære det prosesstekniske utstyr. Ved disse setningsberegninger, som er utført etter vårt eget program for setningsberegninger på en NORD-100 datamaskin, er det tatt hensyn til inflytelsen fra nabofundamenter idet disse kom relativt nær.

Beregningene viste at setningene ville bli meget små og variere mellom ca. 0.5 mm til 15 mm avhengig av fundamentstørrelse og laster. Det viste seg at de største setningsdifferenser som kunne forventes på et fundament ikke var større enn ca. 5 mm, hvilket var i henhold til de krav som ble stillet av totalentreprenøren for prosessanlegget. Det synes klart at disse verdier er så små at de er i samme

størrelsesorden som må forventes på grunn av forstyrrelse av massene med utgraving av de forskellige fundamenter selv ved etterkomprimering etter at fundamentene var utgravet.

Konklusjoner

Erfaringene med dynamisk dypkomprimering av steinfylling på Mongstad-raffineriet viser at metoden er konkurransedyktig selv på relativt små prosjekter hvor den nødvendige slagenergi er moderat.

Videre viser erfaringene at fundamenteringsarbeidene blir relativt enkle og at selv meget strenge toleransekrav for setninger kan oppfylles ved en slik komprimering.

Forfatterne ønsker å takke Rafinor A/S & Co for tillatelse til å publisere disse resultater og samtidig takke Drammen Peleservice A/S og Hordaland Grunn og Betong A/S for verdifull assistanse under de forsøk som ble utført.

STABILISERING AV BLØT KVIKKLEIRE VED ELEKTROOSMOSE

ELECTRO-OSMOTIC STABILIZATION OF SOFT SENSITIVE CLAY

Sivilingeniør Trond Føyn, NOTEBY Norsk Teknisk Byggekontroll A/S.

SAMMENDRAG

Tre utførte elektroosmoseanlegg fra 1960- og 1970-årene blir omtalt, og oppnådde resultater blir presentert og sammenlignet. Betydelig økning av skjærstyrke er oppnådd etter forholdsvis kort tid; 10-19 døgn. Teoretiske ligninger for utdrevet vannmengde må korrigeres med faktorer basert på praktiske resultater.

SUMMARY

Results from three installations are presented and compared. Considerable gain in shear strength is achieved after relatively short time; 10-19 days. Theoretical equations that give expelled amount of water should be corrected with factors based on practical results.

INNLEDNING

Hvis man setter ned to elektroder i en finkornet jordart, og påfører disse likestrøm, vil vannet i jorden strømme fra den positive elektroden (anoden) til den negative (katoden). Prosessen kalles elektroosmose. Hvor mye vann som på denne måten kan presses ut av jorden, er avhengig av en rekke faktorer, bl.a. elektrodenes form og avstand, jordartens korngradering og ledningsevne, strømstyrken etc.

I utlandet er elektroosmose først og fremst benyttet til å stabilisere graveskråninger i silt, fordi man i slike masser får en nærmest øyeblikkelig fasthetsøkning når strømmen settes på. I silt utformes katodene gjerne som pumpebrønner, og metoden kan i så måte sammenlignes med Wellpoint-metoden.

I leire tar det lengre tid å oppnå fasthetsøkning enn i silt, men til gjengjeld er den oppnådde fasthet permanent, hvilket den ikke er i silt. Fasthetsøkningen skyldes hovedsaklig at det, mens strømmen står på, oppstår et lavt poretrykk i leiren, det vil si at effektivtrykket øker, og man får en konsolisering. Foruten at fastheten øker, endres også en del andre egenskaper i leiren, blant annet synker sensitiviteten og vanninnholdet. P.g.a. ioner som skilles ut fra metallet i anodene oppstår det dessuten en viss kjemisk stabilisering.

I Norge, og kanskje spesielt ved Norges Geotekniske Institutt, var det i 60-årene en viss interesse for bruk av elektroosmose. Så vidt vites fikk imidlertid metoden praktisk anvendelse bare ved tre anlegg i løpet av 60-årene, og ett i 70-årene. Resultater fra tre av disse anleggene er presentert i litteraturen, og jeg skal her trekke frem noen resultater for å vise hvor effektiv metoden kan være. Så kan man spørre hvorfor elektroosmose ikke er mere brukt!

UTFØRTE ANLEGG

De tre anleggene er:

- Teledirektoratets bygg i Pilestredet i Oslo hvor NGI var konsulent. 1960. Spuntet utgravning hvor elektroosmose ble brukt for å unngå bunnoppresssing.

- Kloakkrenseanlegg i Ås i Akershus, også med NGI som konsulent. 1964. Utgravning hvor bunnoppressing ble forhindret. Avlasting av terrenget lot seg ikke gjøre av hensyn til stabiliteten av en nærliggende skråning.

- Kloakkrenseanlegg på Bekkelaget i Oslo, hvor Geoteknisk kontor i Oslo kommune var konsulent. 1975/76. Stabilisering av graveskråninger.

I Ås kom elektroosmose inn på prosjekteringsstadiet, mens metoden i de andre tilfellene kom til anvendelse først etterat man hadde fått uforutsette problemer med bløt kvikkleire. På alle tre stedene ble det benyttet vertikale jernstenger (armeringsjern) som elektroder og disse ble satt i parallelle rekker. Tabell 1 viser en del data fra den bløte leiren på de tre stedene.

			Pilestredet	Ås	Bekkelaget
Vanninnhold	w	%	32-40	31	32-45
Plastisitetsgrense	w_p	%	16-18	14	19-22
Flytegrense	w_L	%	25-29	19	25-27
Plastisitetsindeks	I_p	%	~ 10	5	4-6
Leirinnhold < 2μ		%		37	33-47
Tyngdetetthet	γ	kN/m^3	18.8-19.1	19.4	19.0-19.6
Laveste udrenerte skjærstyrke	τ_u	kN/m^2	6	6	4
Sensitivitet	S_t		30-55	~ 100	> 60
Saltinnhold, Ekv. NaCl		g/l		0.9	1.0

TABELL 1. JORDARTSDATA

Som det fremgår av tabellen var jordarten på de tre stedene svært lik. Det var bløt, meget sensitiv kvikkleire, som dessuten var normalkonsolidert og tilnærmet homogen. Det opprinnelige saltinnholdet på ca. 35 gram pr. liter porevann var altså ved utvasking gjennom årtusenene redusert til ca. 1 gram pr. liter.

		Pilestredet	Ås	Bekkelaget
Anleggets areal	m^2	150	200	2500
Elektrodelengde (= dybde)	m	~ 6.5	10	6
Elektrodediameter	mm	25	19	20
Avstand mellom elektroderadene	m	1.0-2.3	2.0	1.0*
Avstand mellom elektrodene i hver rad	m	1.2	~ 0.6	1.0*
Fordeling anoder/katoder	%/%	57/43	50/50	50/50*
Gjennomsnittlig spenning	volt	52	40	27*
Gjennomsnittlig strømstyrke	amp.	~ 270	250	200*
Gjennomsnittlig effekt pr. volumenhet stabilisert leire	W/m^3	15	5	4
Strømforbruk pr. volumenhet utdrevet vann	kWh/m^3	~ 230	~ 300	150
Strømforbruk pr. volumenhet stabilisert leire	kWh/m^3	~ 5+	~ 17	6*
Driftstid	døgn	10	120	60*
Gjennomsnittlig økning i skjærstyrke	%	67	320	~ 150*

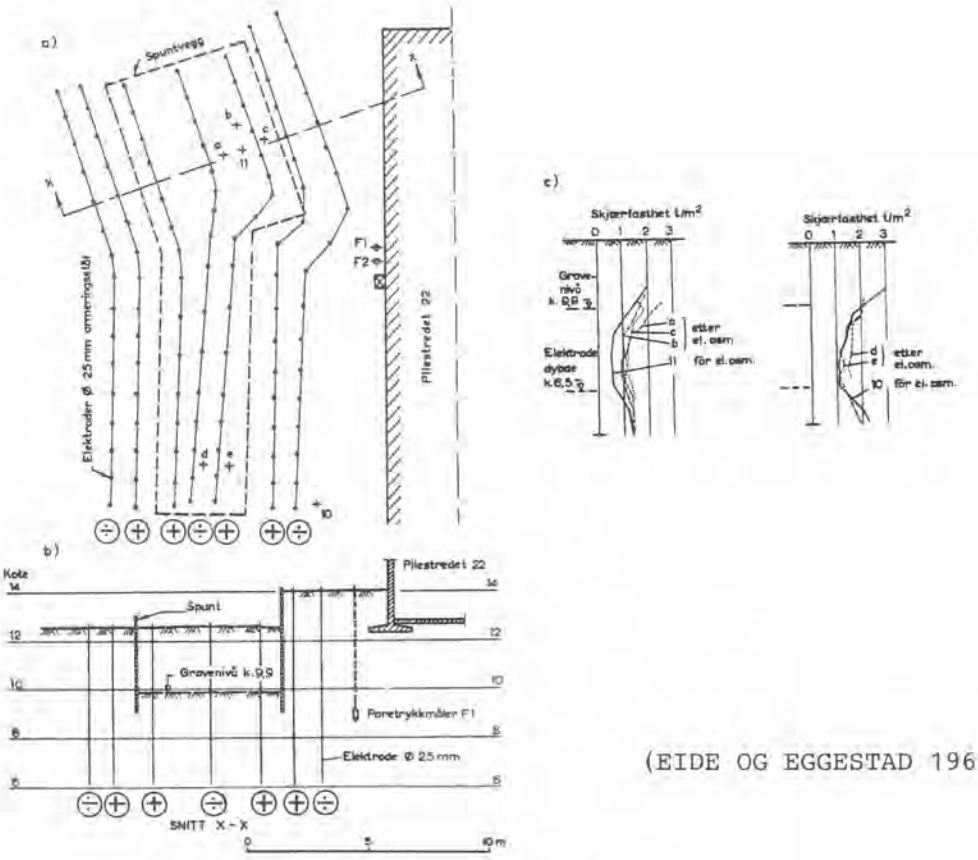
* Data fra felt nr. 9 (forsøksfelt)
\+ Anslått av forfatteren

TABELL 2. DATA OM ELEKTROOSMOSEANLEGGENE

Tabell 2 inneholder de viktigste data om elektroosmose-anleggene. På Bekkelaget var arealet delt i 12 felt, hvert med sin egen strømforsyning. Feltene var gjennomsnittlig omtrent på størrelse med Pilestredet og Ås-anleggene.

Legg spesielt merke til forskjellen i driftstid hvor Pilestredet skiller seg ut. Anlegget ble her stoppet etter så vidt kort tid som 10 døgn, vesentlig fordi nabobygningen, Pilestredet 22, fikk setninger på opptil 1,5 mm pr. døgn mens strømmen sto på. Til tross for den korte driftstiden oppnådde man imidlertid at skjærstyrken økte fra 6 til 10 kN/m^2, hvilket var tilstrekkelig til at utgravingen kunne gjennomføres som planlagt.

Både på Ås og på 11 av feltene på Bekkelaget var annenhver rekke koblet med lik polaritet. I Pilestredet var det derimot to rekker med anoder mellom hver katoderekke, se figur 1.



(EIDE OG EGGESTAD 1963)

FIGUR 1. ELEKTROOSMOSEANLEGG VED PILESTREDET.

a) PLAN
b) SNITT AV UTGRAVNING
c) SKJÆRFASTHETSØKNING SOM FØLGE AV ELEKTROOSMOSE

Dessuten var gjennomsnittlig effekt pr. m^3 stabilisert leire meget høy i Pilestredet. Disse to faktorene gjorde at man fikk såvidt hurtig fasthetsøkning. Det er videre mulig at spuntveggene som sto mellom anoderekkene kan ha øket effekten.

Effektiviteten av et elektroosmoseanlegg synker med tiden, vesentlig som følge av uttørking av leiren ved anodene, hvilket øker motstanden i jorden. Dette ser man av figur 2 som viser strømforbruk og setninger for Ås-anlegget. Setningen er et direkte mål på utskilt vannmengde. Til tross for jevnt økende strømforbruk avtar setningshastigheten markert. Eksempelvis hadde man oppnådd ca. 72 % av de totale setninger etter 50 % strømforbruk.